HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	鉄筋コンクリート造建物の温度応答に関する研究 : 温度荷重の推定と骨組の挙動
Author(s)	串山, 繁
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第4738号
Issue Date	1995-03-24
DOI	https://doi.org/10.11501/3101634
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/50180
Type	doctoral thesis
File Information	000000285196.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

鉄筋コンクリート造建物の温度応答に関する研究

—温度荷重の推定と骨組の挙動—

林　静雄

(1)

鉄筋コンクリート造建物の温度応答に関する研究
－温度荷重の推定と骨組の挙動－

1995年3月

串山　繁

内　容　梗　概

外気温等の温度変動に伴う鉄筋コンクリート造建物の温度変形は，部材の長さ方向温度伸縮と板厚方向の温度勾配による面外曲げ変形の２種類に分けられる。本研究は前者を対象として，コンクリート硬化後の鉄筋コンクリート造建物の温度応答について論じたもので，温度荷重設定用温度変化の基本値と骨組挙動の実態を計測および解析の両面から明らかにすることを目的としている。

全体の構成は，全７章より成っており，その概要は以下に示すとおりである。

第１章　緒論

本章では，鉄筋コンクリート造建物の温度応力の現行の取り扱いについて問題点を指摘した後，既往の研究について概観して本研究の目的と研究範囲を明らかにした。

第２章　実在６層鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮実態調査

本章の目的は，大野和男博士が計測した１層および３層建物と用途，規模が異なる実在６層建物（北大工学部Ａ棟）の通年の温度伸縮挙動を把握することである。

この計測により，伸縮挙動の実態（例えば，暖房期の有無，用途，規模の違いが伸縮量と気温の相関関係，年間伸縮量と日間伸縮量の大きさ等に及ぼす影響）はもとより，温度応答解析に必要となる温度荷重設定用の温度変化の基本値，骨組の温度条件等を推測するための基礎資料を得ることが出来た。

第３章　弾性立体解析による鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮挙動の検討

本章の目的は，スラブ，直交する壁，はり等の立体効果を取り込んだ置換トラス法による弾性立体解析法を上記３例の建物に適用し，

温度応答解析用の温度条件を明らかにすることである。

計測結果との比較により，年単位あるいは季節単位の建物の温度伸縮挙動は季節を通じて均した外気温，室内温のみを考慮した簡便なデータを与えた本解析法で把握でき，その精度は従来の平面骨組として解いた場合より著しく改善されること，温度応答解析用の温度条件としては，従来の全部材一様温度昇降とする温度条件よりも，断熱材の入れ方に基づき適切に建物を分割し，領域ごとに異なる温度条件を与えた方が実態を良く現すこと等を明らかにした。

第４章　温度伸縮に関与する部材有効温度の推定

本章では，部材の温度伸縮に関与している有効温度は部材の平均温度に等しいとみなしても支障ないものと考え，有限要素法による３次元非定常熱伝導解析を有効温度の推定に用いた。

部材の内部および表面温度の推移を調べた柱型試験体に上記解析法を適用した結果，非常に精度よくそれらの温度の推移を把握できること，試験体の平均温度の変動を日平均値でとらえるならば，室内温の日平均温度の変動と良い対応関係を示すことが明らかとなった。また，実在建物（北海学園大学工学部Ｉ号館旧図書室）の３次元骨組に適用した結果，解析結果は躯体表面温度の計測結果とおおむね良好な一致を示した。

以上のことより，本解析法が部材の温度伸縮に関与する有効温度の推定に有用であることが明らかとなった。

第５章　温度荷重設定用温度変化の基本値の推定

本章では前章の結果を踏まえ，外気温と日射の影響のみを考慮し，温度伸縮を計測した北大工学部Ａ棟の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値について以下の知見を得た。

温度荷重設定用温度変化の基本値は，年単位の長期間伸縮変動に対応する外気温較差と夏冬の最高，最低外気温発生時の日間伸縮変動に対応する外気温較差の夫々上半分，下半分および夏季の日射の

効果分の伸縮変動に相当する温度変化分の和に等しいと考え，試算値を求めた。この試算値に弾性立体解析で得られた各階の単位外気温当りの伸縮量を掛けて求めた各階の伸縮量の略算値は，実測値と良い対応を示すことを明らかにした。過去25年間（1966～1990）の札幌の気象データに基づく上記建物の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値は45°Cとなり，この値は外気温の年別極値に基づき得られる年較差の再現期待値よりも小さいことを指摘した。

第６章　繰返し温度変化を受ける平面骨組の弾塑性挙動

本章では，繰返し温度変化を受ける骨組の弾塑性解析法を提示し，骨組の損傷について検討した。

本章の解析法は，部材モデルとして部材の任意点の曲げモーメント－曲率関係をTri-linearに仮定した柔域モデルを用いて，それにDegrading Tri-linear型の履歴則を随伴させて正負繰返し荷重に適用可能なように拡張したものである。本解析法により，骨組の損傷過程，塑性変形，塑性応力，交番塑性発生温度歪等の詳細な弾塑性挙動の把握が可能となった。

計算例として，柱脚完全固定１層多スパン純ラーメン骨組の解析結果を示し，札幌市を想定した上記試算値を骨組に与えた場合，ひび割れは相当程度生ずる恐れがあるが，交番塑性が発生する危険性はないこと等を明らかにした。

また，温度ひずみを与えた弾性解析結果より求まる初ひび割れ発生温度歪から交番塑性発生限界温度歪の変化幅の値を求める簡便な予測式の一例を示した。

第７章　総括

本章では，本研究の内容を総括し，今後の検討課題について述べた。

鉄筋コンクリート造建物の温度応答に関する研究
－温度荷重の推定と骨組の挙動－

目　次

第１章　緒論 ・・・

第３章　弾性立体解析による鉄筋コンクリート造建物の
　　温度伸縮挙動の検討　・・・・・・・・・・・・・・・・・・41
3.1　弾性立体解析法　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・41
3.2　解析結果の検討　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・42
(1)　北大工学部Ａ棟の解析例　・・・・・・・・・・・・・・・42
(2)　３層建物の解析例　・・・・・・・・・・・・・・・・・・57
(3)　１層建物の解析例　・・・・・・・・・・・・・・・・・・60
3.3　むすび　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・62

第４章　温度伸縮に関与する部材有効温度の推定　・・・・・・・63
4.1　有限要素法による３次元非定常熱伝導解析の定式化　・63
4.2　熱伝導解析結果に及ぼす漸化式の影響　・・・・・・・・66
4.3　部材実験による解析法の検証および
　　部材有効温度の推定　・・・・・・・・・・・・・・・・・69
4.4　実在建物の部材有効温度の推定　・・・・・・・・・・・76
(1)　計測の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・76
(2)　解析モデルおよび解析仮定　・・・・・・・・・・・・・77
(3)　計測結果と解析結果の比較　・・・・・・・・・・・・・78
4.5　むすび　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・82

第５章　温度荷重設定用温度変化の基本値の推定　・・・・・・・84
5.1　外気温年較差の推定　・・・・・・・・・・・・・・・・・84
5.2　月別累年平均値に基づく世界各地の外気温較差　・・・88
5.3　北大工学部Ａ棟の温度荷重設定用温度変化の基本値　・93
(1)　温度変化の基本値の算定基本方針　・・・・・・・・・・93
(2)　温度変化の基本値の試算　・・・・・・・・・・・・・・94
5.4　むすび　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・97

第６章　繰返し温度変化を受ける平面骨組の弾塑性挙動　・・・98
6.1　解析法および解析仮定　・・・・・・・・・・・・・・・・・99
6.2　実験結果による検証　・・・・・・・・・・・・・・・・・・104
6.3　解析結果に及ぼす諸要因の検討　・・・・・・・・・・・・106
(1)　鉛直荷重およびはりの分割数の影響　・・・・・・・・・107
(2)　スパン数，柱軸方向力，スラブ有効幅の影響　・・・・・110
6.4　温度応力を配慮すべき地域の検討　・・・・・・・・・・115
6.5　交番塑性発生限界温度歪変化幅の推定　・・・・・・・・116
6.6　むすび　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・117

第７章　総括　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・118

謝　辞　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・121

参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・122
本研究に関連して発表した論文　・・・・・・・・・・・・・・128

付録Ａ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・133
付録Ｂ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・136
付録Ｃ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・141
付録Ｄ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・146

第　1　章
緒　論

1．1　概説

鉄筋コンクリート構造物の温度伸縮に伴う応力は，乾燥収縮に伴う応力同様コンクリートのひび割れを引き起こす好ましくない要因の一つとして，古くから研究の対象とされてきた。

この種のひび割れは，建物の規模，形態によっては著しい場合もみられ，損傷事例の報告も幾つかなされている[1),2)]。しかし，温度伸縮に関与する部材の有効温度の実態が不明であるなどの理由によって，以下のように温度応力は必要に応じて考慮することとされているが，実際的な取り扱いは個々の設計者の判断に委ねられている。

ACI Building Code (318-89)[3)]では，”温度変化の影響が構造設計上無視できない場合には，それを所要強度の決定に際して考慮し，温度変化の評価は常時に生ずる温度変化の効果の現実的評価に基づかねばならない”としている。しかし，温度変化の効果をいかに評価するのかについては特に示されておらず，配筋詳細の章で乾燥収縮および温度に関する一項を設けてスラブ筋の必要最小鉄筋量を確保する鉄筋比を定めているにすぎない。

土木学会コンクリート標準示方書設計編[4)]では，”不静定構造物の設計においては，温度変化の影響を考えなければならない”とし，”普通の場合は，年平均気温と月平均気温の最高および最低との差を±15°Cとして，構造物に一様の温度昇降があるものとする”としている。

一方，日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[5)]では，”温度応力は特に問題になるものは考慮して必要に応じて構造部材を補強する”とあるが，具体的な計算方法は示されていない。

日本建築学会建築物荷重指針・同解説[6)]においても”温度の影響を考慮する場合には，建築物を取り巻く外気温度，日射温度，地中温度，建屋内雰囲気温度等の温度条件から温度変化の基本値を基にした温度荷重を設定し，使用材料の特性を適切に評価した温度応力解析を行う必要が

ある”としているが，”温度変化の基本値は建設される場所や時期，構造体の種類，環境条件，建築物の使用条件によって変わるため一律に規定するには困難であり，現状では外気温度以外はまだ十分な統計データの集積がなされていない”として外気温度については若干の統計資料，日射温度，地中温度，建屋内雰囲気温度については定性的な傾向を述べた参考資料を提示するにとどまっている。

それぞれの温度条件に関する資料が収集されて統計的な整備がなされたとしても，構造物の架構形状，部材の断面寸法，断熱仕様等のさまざまな内部要因によって建物の熱特性は個々に異なり，温度変化の基本値（温度伸縮に関与する上記の各温度の最大値の目安）を正確に評価することは非常に困難で，適切な温度荷重の設定も容易ではない。

このような困難な点が多いことに加えて，温度応力問題に関する研究がなかなか進まない原因として下記の点が挙げられる。

(1) 建物骨組が一様に温度昇降するとした解析により温度応力を求めると，建物に大きな損傷を与える応力が生ずると計算されるにも拘らず，温度応力による建物の被害報告が非常に少ない。

(2) 完全塑性理論を前提とするならば，温度応力は終局耐力に影響を及ぼさない[7]。

前者については，伸縮に関与する柱，はり，壁，スラブなどの部材の平均温度として定義される有効温度が従来考えられていたものよりも小さく，建物骨組の温度条件が一様温度昇降とは異なり，さらには基礎の移動およびクリープによる応力緩和の存在等が起因して，実際の応力が計算上の応力より小さくなっていることも予想される。一方，温度応力による損傷例があったとしても，コンクリートの品質不良など他の原因に帰せられて，温度応力による被害報告が見掛け上少なくなっていることも考えられる。

後者については，温度応力をはじめとする自己歪に伴う応力は，終局耐力に影響を及ぼさないが，例えば水平力を受ける場合には自己歪を伴うことによって降伏ヒンジが小さな荷重段階から順に発生するため水平変形が大きくなる。終局強度型耐震設計指針[8]では，建物の構成骨組に

一定の水平耐力を保有させ，地震時の変形を限度内にとどめることが望ましいとされているが，外気温の年較差が大きい温度環境下では繰返し温度変動に伴い部材剛性の劣化が生じ，応答変位が予想外に大きくなる恐れもある。さらに耐久性，美観性の観点からもコンクリートのひび割れは好ましいものではない。

以上のことから，設計上有効に利用できる温度荷重，温度応力の評価法の確立は早急に解決されるべき重要な課題といえよう。

1．2　既往の研究

温度応力に関する研究は，材料学的研究と構造力学的研究の２つに大別される。材料学的研究は，コンクリートの歴史が始まって以来研究され，我国では1934年より大野和男博士を中心として精力的に研究されてきた[9),10)]。研究の中心課題は収縮量の減少，ひび割れ発生メカニズムの解明とその防止であり，この流れは現在にまで及んでいる[11)-13)]。

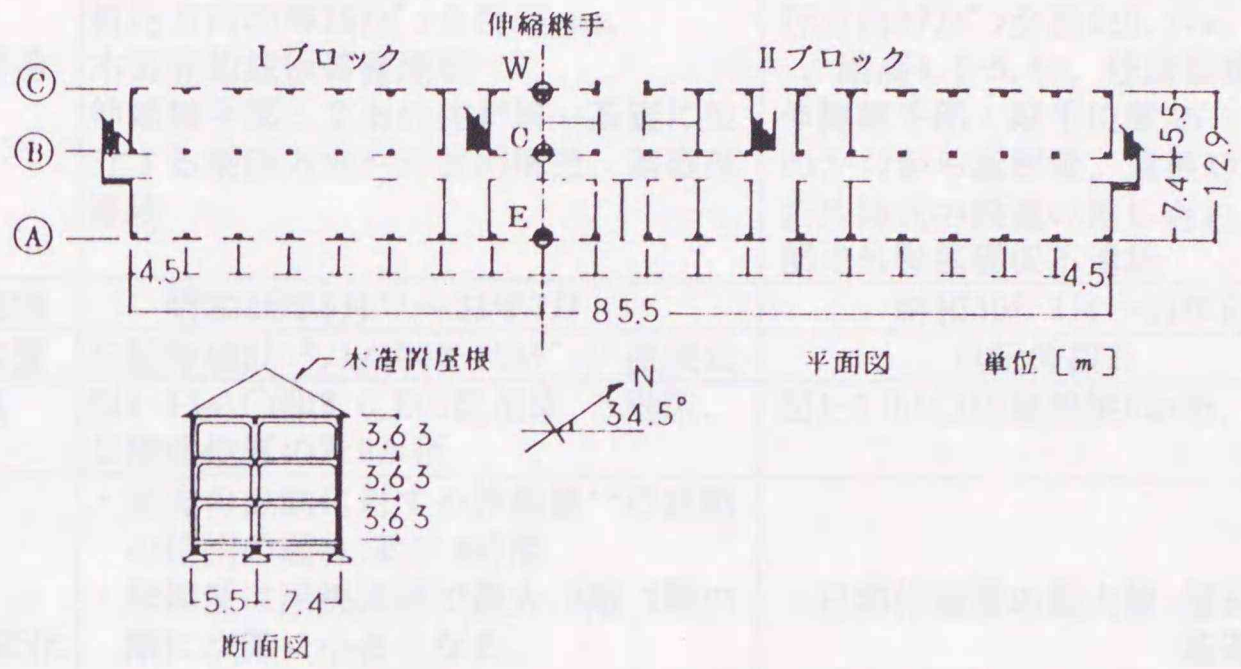
構造力学的研究は，コンクリートの温度伸縮あるいは乾燥収縮による建物の伸び縮みが構造物に及ぼす影響を明らかにしようとの意図のもとに始められた。以下に構造力学的研究に焦点をあて項目別に概観する。

（１）　鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮実態調査事例

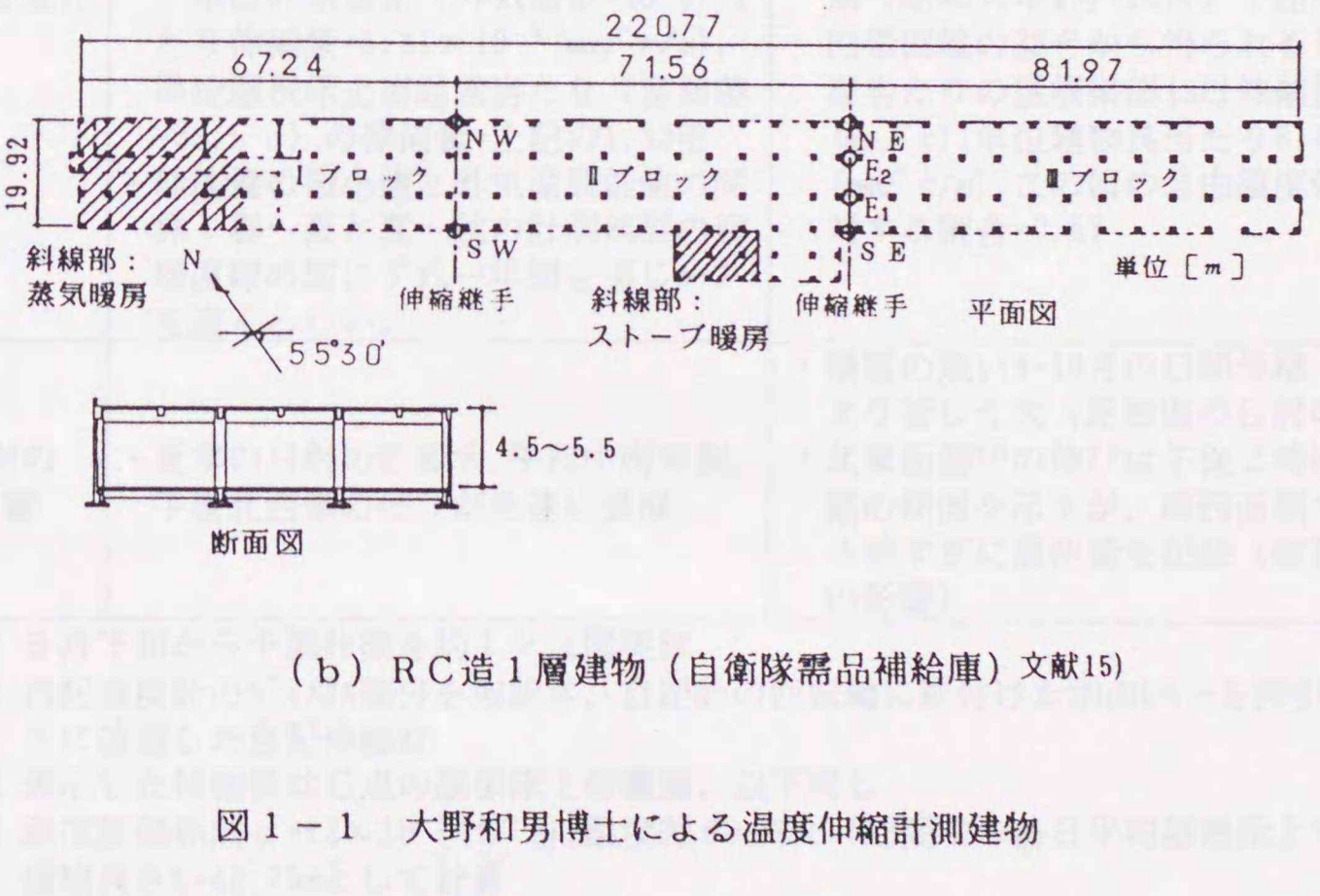
1950年代には武藤清，大野和男両博士による実在建物の温度伸縮計測結果をはじめとする幾つかの計測例が報告された。

これらの内，大野和男博士による計測[14)-16)]は，建物全体の温度伸縮挙動をはじめて明らかにした重要な報告であるので，以下に詳述する。

温度伸縮の計測を行った建物は，図１－１（ａ）に示す３層建物（自衛隊隊舎）[14)]および同図（ｂ）に示す１層建物（自衛隊需品補給庫）[15)]である。　３層建物は屋根スラブの上に木造切妻亜鉛鉄板葺きの置屋根があり，屋根スラブ面に直射日光が当たらず一般的な陸屋根形状を有する鉄筋コンクリート造建物とはやゝ異なっている。また，１層建物は倉庫として使用され，冬季には同図（ｂ）に示すように部分的な暖房がなされていた。



（a）ＲＣ造３層建物（自衛隊隊舎）文献14)



（b）ＲＣ造１層建物（自衛隊需品補給庫）文献15)

図１－１　大野和男博士による温度伸縮計測建物

表１－１　大野和男博士による温度伸縮計測建物および計測結果の概要[文献14),15)]

計測建物		３層建物（自衛隊隊舎）	１層建物（自衛隊需品補給庫）
建物構造		ＲＣ造３階建，梁間方向2ｽﾊﾟﾝ12.9m，桁行方向均等19ｽﾊﾟﾝ全長85.5m，木造亜鉛鉄板葺置屋根 伸縮継手部：２本の柱が同一基礎に並立する梁間方向ﾗｰﾒﾝ並列構造，基礎部連続	ＲＣ造平屋建，梁間方向3ｽﾊﾟﾝ19.92m，桁行方向37ｽﾊﾟﾝ全長220.77m，ｽﾊﾟﾝ長不均等，階高4.5-5.5m，陸屋根構造 伸縮継手部：継手位置ｽﾊﾟﾝ中央部，両側のﾗｰﾒﾝから屋根梁，屋根ｽﾗﾌﾞがせり出した片持式の段違い差し合わせ構造，継手部で外壁基礎梁不連続
計測期間		昭和28年8月*1～31年7月	昭和30年3月～31年6月
計測装置		自記伸縮計*2，1/100ﾀﾞｲﾔﾙｹﾞｰｼﾞ直読式	自記伸縮計
計測点		図1-1(a)○印W,C,Eの屋根床，３階床，２階床位置の計9か所	図1-1(b)○印屋根梁6か所，基礎梁4か所
計測結果	日間変化	・室温の変動に対する伸縮値*3の変動の位相の遅れ:約3-4時間 ・伸縮量は屋根床部で最大，3階，2階の順に次第に小さくなる。 ・単位建物長，単位屋根床上室温差当たり，伸縮量=5.24×10^{-3}(mm/°c/m)	・日間伸縮量の最大値:屋根梁部11.2mm 基礎部　1.4mm
	季節による変化	・非暖房温度下降期(昭和28年8/7-11/15)の伸縮量=9.8mm，その自由温度伸縮値*4に対する割合=0.83 ・年最大伸縮差10.9mm(昭和28年7/29-29年1/24)に基づく単位建物長当たり，単位外気温差（外気温差=48°c)当たり伸縮量=5.31×10^{-3}(mm/°c/m)，単位屋根床上室温差当たり（室温差=33.5°c）の伸縮量=上記の1.43倍 ・伸縮量の極小値と外気温最低値の関係：春～夏と夏～秋の計測値群の回帰直線の間にずれ→年間を通じﾙｰﾌﾟを描くらしい。	・屋根梁部(SW)の3-7月最大伸縮差=22.0mm，同様に基礎梁部(SW)の最大伸縮差=8.5mm，屋根梁部の値は３階建の10.9mmに較べ大（屋根ｽﾗﾌﾞの日射の影響）。 ・伸縮量の極小値と外気温の最低値の関係（昭和30年4月-10月）：相関大 回帰直線の傾きから得られる単位外気温当たりの屋根梁部(SE)伸縮量=0.52(mm/°c)，単位建物長当たり6.77×10^{-3}(mm/°c/m)，この値の自由温度伸縮値に対する割合=0.57
	日射の影響	・夏季の日射の影響大，午前中南東側，午後北西側の伸びが急速に進展	・積雪の無い4-10月の日間伸縮：積雪時より著しく大（屋根面の日射の影響） ・北東面側*5の伸びは午後２時頃から短縮の傾向を示すが，南西面側では午後４時すぎに最伸量を記録（壁面の日射の影響）

*1　６月下旬から予備計測を約１ケ月間実施
*2　自記温度計のﾊﾞｲﾒﾀﾙ部分を取除き，自記針の回転軸に取付けた別のﾚﾊﾞｰを押引するように改造した自記伸縮計
*3　表示した伸縮値はＣ点の屋根床上伸縮量，以下同じ
*4　温度膨張係数$\alpha=12\times10^{-6}$(1/°c)，温度差θ=23°c（期間中の各日平均屋根床上室温差）建物長さL=42.75mとして計算
*5　北東部に棟高の高い鉄骨造建物４棟が接続しているため，北東壁面が受ける日射の影響量は小さく，南西面の伸縮量の約1/2

計測を行うに当たり大野和男博士は，伸縮継手を挟む両側の建物ブロックが夫々のブロックの中心を不動点として伸縮するものと仮定し，その不動点間距離に相当する建物長さの温度伸縮挙動が伸縮継手部の幅の変動として現れるものと考え，その幅を測定した。

計測建物および計測結果の概要は表１－１に示すとおりである。同報告において，伸縮に及ぼす日射の影響，伸縮の極小値と日最低気温の相関関係，３層建物の場合には相関関係をプロットした季節ごとの回帰直線がループを描くらしいこと等が明らかにされた。

その他，整形な建物の温度伸縮の実測例ではないが，武藤清博士の東大原子核研究所の屋根版ジョイント部に生じるコンクリート打設後18時間以降約９か月間の伸縮報告[17]，増田誠一氏の10mスパン４径間の鉄筋コンクリート造鉄道高架橋の温度伸縮の実測例[18]，高橋久雄氏の実在鉄筋コンクリート造建物の外壁の温度伸縮実測例[19]，模型実験の実測例[20],[21]などがある。

（２）　温度応力に関する解析的な研究

上記の実測による建物の温度伸縮挙動の把握と並行して，解析的な検討もなされた。先ず，1942年高橋正元氏によるラーメンの温度応力弾性計算の報告[22]がなされ，その後1950年代に高橋武雄，青山博之，小幡守の各氏によって盛んに研究された[23]-[25]。ラーメンの温度応力計算法はたわみ角法系統と固定法系統に分けられるが，いずれの方法によっても温度応力を対象とする場合軸方向変形を考慮しなければならず，非常に手数のかかる計算となる。各氏の解析法の特徴については小幡守博士の学位論文[26]に詳述されている。しかし，今日のような電子計算機の利用が事実上不可能であったため，いずれの場合も解析の対象が平面骨組に限られていた。

平面骨組の解析では，立体効果（スラブ，直交する壁，はりおよび隣接構面等が伸縮に及ぼす影響）を考慮することが難しく，構面内の壁の考慮もその当時においては非常に難しかった。その結果，例えば先に示

した1層建物の桁行方向側ラーメン屋根ばり部の伸縮値が自由温度伸縮値に対する割合，および桁行方向に壁のない中ラーメン屋根ばり部の上記の割合は，実測値によれば57～67%であるのに対して，壁を無視して有効幅内のスラブのみを考慮した側ラーメン，あるいは有効幅内のスラブのみを考慮した中ラーメンを平面骨組として解いた値が自由温度伸縮値に対する割合は約90%となり，実測結果よりも著しく大きく，実測結果を理論解析でうまく説明出来なかった[25]。

当時は電子計算機などの計算手段もなく，それ以上解析的に上記の原因を確かめる術はなかった。現在に至るまでその原因は必ずしも明確にされていないが，原因の一つは，建物内の壁が壁を含む構面の長さ方向伸縮を拘束するだけでなく，スラブを介して壁を有しない他の構面の温度伸縮をも拘束して影響を与えているためと考えられる。

なおその後，以上の研究の他に温度伸縮に関与する部材の有効温度を推定する試みも幾つかなされている。

中西正俊博士は，純ラーメンの骨組と壁付きラーメンの骨組の模型を作成し，その計測結果と平面壁の周期的熱伝導の解析解を比較した[27]。この解はコンクリート表面に与える気温の変動を周期的な余弦関数であると仮定して誘導した1次元の熱伝導解であるため，不規則な温度変動下にある3次元骨組には適用しづらいなどの問題がある。

M.Fintelは，外部温度変動に伴う部材の有効温度の減衰を指数関数で，その周期性とタイムラグを正弦関数で表し両者の積で有効温度を評価した[28]。さらに，材軸方向の熱移動はないものと仮定して部材断面の温度勾配を図上から求める手法についても提示した。

電子計算機が普及した今日では，この種の理論解析には任意の境界形状に適用可能な有限要素法が解析精度を高める観点から用いられることが多いと思われるが，鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮に関与する部材の有効温度を対象とした報告は見当たらない。熱伝導解析が用いられている多くの事例は，室内温熱環境の予測あるいはマスコンクリートの温度応力を対象とするものである[29)-32)]。

（３）　温度応力による鉄筋コンクリート造建物のひび割れ調査事例

コンクリートのひび割れは，温度応力，硬化乾燥収縮応力，場合によっては不同沈下による応力などが複雑に構造体に影響を及ぼしあって生起している。したがって，ひび割れ実態調査の中から温度応力によるひび割れ報告のみを厳密に抽出することは困難であるが，国内の損傷事例報告としては1952年～1954年に建設省営繕局および北海道開発局営繕部で実施，施工した全32棟の建物に関する角田栄氏の報告[1),33)]のほか，瀧本義一氏の報告[34)]などがある。

この内，角田栄氏の報告は全国的な規模のひび割れ調査[1)]であり，ひび割れの類型化についても触れている[33)]。同報告においては，温度応力が原因と考えられるひび割れとして，桁行構面外壁の下層階逆八の字ひび割れ，最上階八の字ひび割れ，桁行方向に直交する屋根スラブ横断ひび割れ，パラペット隅部のひび割れなどを挙げている。

一方，海外の報告事例としては，M.Fintelの報告[2)]がある。この建物は，アラバマ州バーミンガムに建つ桁行方向18スパン(110.6m)，はり間方向3スパン(54.9m)，９層のポストテンションのプレストレストコンクリート造駐車場で，桁行方向中央部に伸縮継手が設けられている。同報告によれば，屋根スラブ面の直達日射および外気温の変動による屋根スラブの鉛直方向上向きのそりに伴い，はり間方向屋根ばり端部下端および外柱柱頭にコンクリートの剥落を伴う相当厳しいひび割れが生じたと記されている。

以上，上記に概観したように，鉄筋コンクリート造建物の温度応力問題については，未解明の残された課題も多く，規準類もはなはだ不十分な状態にある。このような現状にあるため，諸外国においてはエキスパンションジョイントが規定された最大距離を越えないで設置されている場合には，温度応力を考慮しなくともよいとする取り扱いもなされている[35)]。

1．３　本論文の目的と研究範囲

本論文の研究は，強力な電子計算機が普及した今日，それを大いに利用して温度応答問題（本論では，温度変化に起因して建物に生ずる温度応力，温度伸縮の発生などのあらゆる現象を温度応答と呼ぶことにする）を見直す良い機会と考えたことに始まる。

温度変動に伴う建物の温度変形には，部材の長さ方向温度伸縮と板厚方向の温度勾配による面外曲げ変形の２種類あるが，本論文では前者を対象とする。

本論文の目的は，鉄筋コンクリート造建物の温度応答問題について，以下の諸点を明らかにすることである。

(1) 大野和男博士が計測した１層および３層建物と用途，規模が異なる実在鉄筋コンクリート造６層建物の通年の温度伸縮挙動を計測し，暖房期の有無，用途，規模の違いが通年の温度伸縮量および温度伸縮と外気温，温度伸縮と室内温との関係に及ぼす影響を明らかにする。

(2) 温度応答解析を行う際の温度条件を明らかにし，弾性立体解析の有用性とその適用限界について検証する。

具体的には，置換トラス法を用いた解析を上記３例の計測建物に適用して，従来考慮されていなかった立体効果を解析に取り込み，計測結果と対比して温度応答解析を行なう際の部材の温度条件について検討する。

置換トラス法は，1941年 A.Hrennikoff により発表された連続体を小さな要素に分割してそれを力学的に等価なピン接合のトラスに置き換える解析法である[36]。この手法は，C.W.McCormick の四角の四隅で剛に接合されたラーメンタイプの置換トラスを用いた細長い板や連続ばりの解析[37]に受け継がれ，Alan L.Yettramの板の解析にも用いられているもので[38]，立体解析に適用可能で次のような利点を持っている。

(a) ３次元有限要素法に較べて未知数が少なく，立体解析を行うための現実的な方法である。

(b) ３次元の棒材を介して垂直面と水平面の板の応力を結びつけることができ，建物の骨組に組み込むことが容易である。

(c) 板が棒材に対して偏心接合している場合にも適用可能である。

(3) 温度伸縮に関与する部材の有効温度を推定する解析手法を提案する。

温度伸縮に関与する部材の有効温度を推定する一般的な解析手法として，３次元骨組に適用可能な有限要素法による非定常熱伝導解析法を提案する。

解析法の妥当性は，厳密解の得られている１次元の熱伝導問題と室内温を強制的に変動させて部材の内部および表面温度の推移を測定した実験結果により検証する。併せて実在建物の一部について熱伝導解析を行い，部材表面温度の計測結果と照らし合わせた後，有効温度の推定を行う。なお，本論と同様の手法に基づけば，熱特性が異なる建物についても有効温度の推定が可能である。

(4) 鉄筋コンクリート造建物の温度荷重設定用温度変化の基本値（年間の温度伸縮変動に対応する外気温較差，日射の影響分を表す相当外気温などを基に定める）を提示する。

任意形状の建物について温度荷重を設定できれば，温度応力を適切に評価することが可能となるが，概説にも述べたように外部要因に加えて個々の建物の内部要因も複雑に影響するので，全容を解明することは容易ではない。したがって，本論では上記(1)～(3)の結果を踏まえて外部要因としては外気温の変動と日射の影響のみを考慮し，温度伸縮の計測を行った実在６層建物の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値について試算値を提示する。

(5) 繰返し温度変化を受ける骨組の弾塑性解析を行い，部材の損傷の概要について把握する。

部材の有効温度が把握できたとして，次に重要となるのは温度ひずみによって生ずる温度応力を評価することである。繰返し温度変化を受ける場合には，荷重の変動領域がある限界を越えると荷重の繰返しと共に変形が発散する漸増塑性崩壊，あるいは構造要素の一部に正負逆の降伏が繰返し起こり破壊に至る交番塑性崩壊が生起することもあり得ることが指摘されている[39]。

鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性性状を評価するためには，厳密にはコンクリートおよび鉄筋の材料の性質にまで遡る必要があるが，これら

については未解明の部分も多く，通常鉄筋コンクリート構造物の動的解析では，部材の材端モーメントM－材端回転角θ関係を部材実験に基づいてモデル化し，各載荷段階における部材の瞬間剛性マトリックスを算定する方法が広く用いられている。

この際，実験で得られる逆対称材としてのM－θの関係を部材モデル[40)-45)]を媒介として，一般的な任意の曲げモーメント分布を有する部材の瞬間剛性マトリックスに拡張する。M－θ関係に随伴させる復元力特性モデルは解析対象に応じてDegrading Tri-linear型をはじめとする各種のモデルが提案されている[46)-48)]。

本論文においてもこれにならうことにする。部材モデルとしては材軸に沿った部材の損傷をきめ細かく評価するために荒川，洪氏提案による柔域モデルを用いる。ただし，柔域モデルを提案した報告では，繰返し載荷に適用できる手法の提示はなされていない[45)]。本論文では，柔域モデルにDegrading Tri-linear型の復元力特性を適用できるように拡張した新たな手法を提案する。

次いで，1層多スパン純ラーメン骨組を例に上記(4)で得られる温度荷重設定用温度変化の基本値でどの程度の損傷が生ずるのか，また交番塑性発生の危険性の有無について検討する。解析例を1層多スパン純ラーメン骨組に限定したのは，計算機容量の制約上6層建物に本論文提案の弾塑性解析を適用することは不可能であること，温度伸縮に伴う柱，はりの曲げモーメントは，特に耐震壁が偏在していない限り，1層で壁の水平拘束力が期待できない場合に大きくなることを踏まえたことによる。

以上本論文は，鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮挙動の実態および弾性立体解析の有用性と温度応答解析用温度条件を明らかにした後，温度伸縮に関与する部材の有効温度の推定について検討を加えたものである。それらの結果を基に温度荷重設定用温度変化の基本値を示し，温度応力を受ける骨組の損傷について評価した。

第　2　章

実在６層鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮実態調査

大野和男博士が温度伸縮を計測した１層建物は倉庫として使用され，冬季でもＩブロックの左半分に蒸気暖房，ＩＩブロックの中央突出部の一部にストーブ暖房がなされているのみであった[15]。また，３層建物は屋根スラブの上に木造切妻亜鉛鉄板葺きの置屋根を有し，屋根スラブ面に直射日光が当たらず一般的な陸屋根形状を有する鉄筋コンクリート造建物とはやゝ異なっていた[14]。

そこで，新たに建物の用途，規模，形状が上記建物に較べて一般的で冬季の暖房も全館一様になされている建物として北海道大学工学部Ａ棟を計測対象に選び，温度伸縮の計測を行った。

計測の主たる目的は，暖房期も含めた年間を通しての伸縮挙動の実態を解明すること，温度応答解析に必要となる温度荷重設定用の温度変化の基本値，解析用温度条件を定めるための基礎資料を得ることである。

２．１　計測建物

計測建物は，図２－１に示す北海道大学工学部Ａ棟であり，その主要部材断面は表２－１に示すとおりである。この建物は，工学部新営工事の一部として，昭和３９年に第一期工事（南側端部５スパン）が着工され，昭和５３年の第六期工事（北側端部３スパン）で竣工した鉄筋コンクリート造６階建（一部地下通路，ペントハウス），桁行方向３５スパン，はり間方向３スパンの建物である。

建物全体は，１階床スラブを含めた下の基礎部では連続しているが，それより上部は南北２ヶ所の伸縮継手により３つのブロックに分けられている。伸縮継手部は，図２－２に示すように連続した下部構造の基礎上に５cmの幅で設けられ，２本の柱が伸縮継手部を挟み同一基礎上に並立し，はり間方向ラーメンが並列する構造となっている。

なお，冬季間（11/1～翌年4/30）は，蒸気暖房がなされている。通気

時間は毎日の外気温，風速，風向きを考慮して調整されるため一定ではないが，通常午前中１回30～60分程度，午後２回それぞれ40分程度である。その他の時間，土曜の午後および年末と正月３日間を含む休日においては，通気は止められている。また，暖房開始直前の10日間は例年ボイラーの試運転期間であり，その間は不規則な通気がなされている。

建物の断熱仕様は設計図によれば，屋根スラブ，外壁の建物内側にそれぞれ25mm厚のスタイロフォームが設置されている。

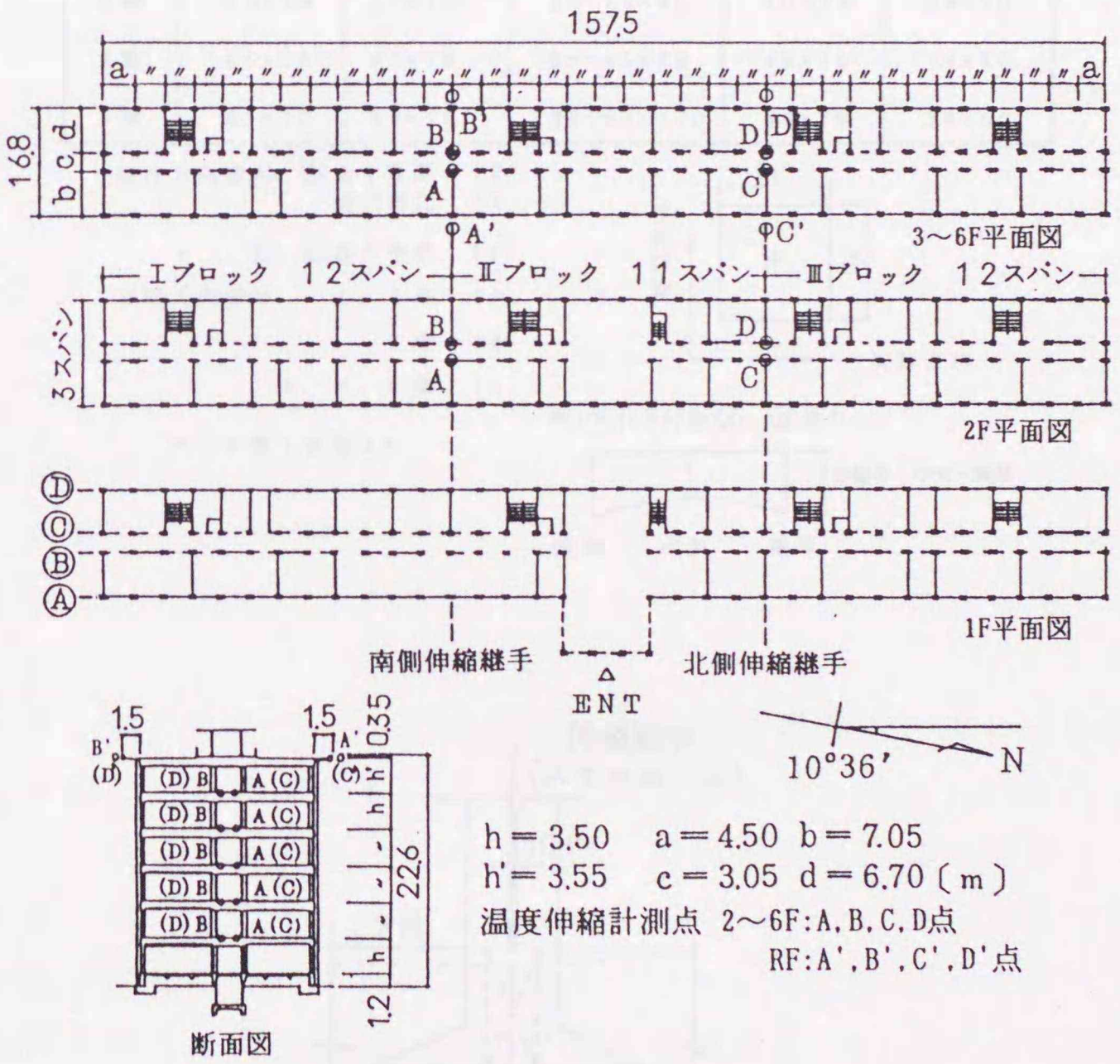


図２－１　温度伸縮計測建物（北大工学部Ａ棟）

表２－１　計測建物の主要部材断面リスト

単位（cm）

部材 ＼ 階	柱　$C_X \times C_Y$		はり　B × D		
			桁行方向梁		梁間方向梁
	Ⓐ，Ⓓ通り	Ⓑ，Ⓒ通り	Ⓐ，Ⓓ通り	Ⓑ，Ⓒ通り	
R 階	－	－	✱）20～35×65	30×55	30×70
6 階	50×70	50×60	25～40×70	30×70	30×70
5 階	55×70	55×65	25～40×70	30×70	30×70
4 階	55×70	55×70	30～45×70	35×70	30×70
3 階	60×70	55×70	30～45×70	40×70	30×70
2 階	65×70	60×70	30～45×70	45×70	30×70
1 階	65×70	60×70	35～50×120	30×70	30×90

桁行方向壁Ⓐ，Ⓓ通り壁厚：10
開口周比：0.7

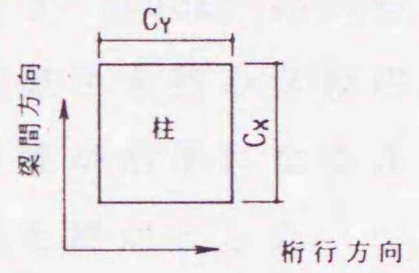
〃　Ⓑ，Ⓒ通り壁厚：10

梁間方向壁厚　1，2 階：20

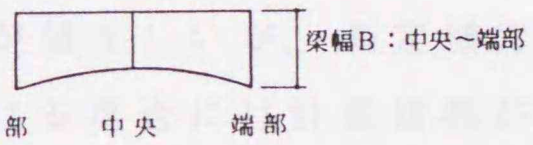
〃　3 階：18

〃　4，5，6 階：15

スラブ厚：各階 10



✱）桁行方向梁 Ⓐ，Ⓓ通り



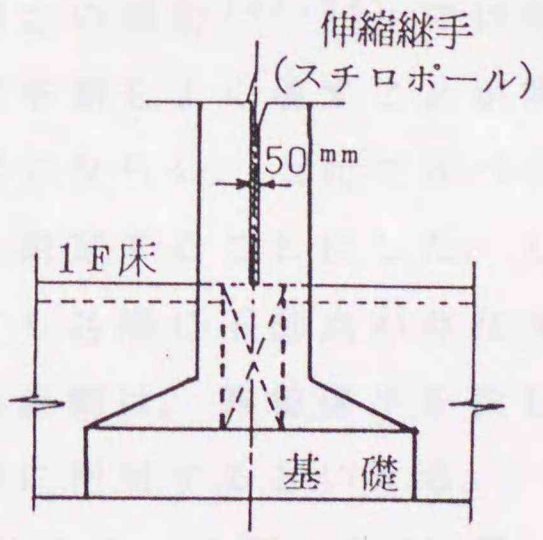


図２－２　伸縮継手部詳細

2．2　計測の概要

（1）　計測方法および計測位置

伸縮の計測を行うに際して，図２－１の○印の位置に伸縮継手を挟み，約17cmの間隔で標点を設けた。この標点間距離をノギス（精度1/20mm）で測り，計測開始日の標点間距離を基準値として以後の伸縮値を求めた。

伸縮の計測点は，図２－１に○印で示した２～６階廊下床面のＡ～Ｄ点と，Ｒ階パラペット外壁面のＡ'～Ｄ'点の計24点である。Ｒ階の計測点Ａ'～Ｄ'がほかの階の位置と異なるのは，同じ位置とした場合伸縮継手を挟みはり間方向に並列して立ち上がる高さ35cmのパラペットをＲ階の笠木鉄板が一つにまとめて覆っていて，ノギスによる計測が不可能であったためである。

２～６階の標点は，床面Ｐタイルにけがき棒で印した十文字とした。Ｒ階については，庇先端（はね出し長さ 150cm）のパラペット（高さ35cm）の天端から20cm下の外壁面に伸縮継手を挟み２枚の正方形アクリル板（3.0×3.0×厚 0.2cm）をその対角線が水平になるように接着剤で貼り，水平軸上の互いに遠く離れた頂点を標点とした。

本来ならば，例えば建物のブロック単位ごとに基礎に対する各階床位置の相対水平変位を把握することが望ましいが，測定機器の精度，据え付け誤差の問題，固定して据え付ける場合には計測建物が常時使用していることによる支障等があり，現状ではこれを測る適当な測定機器が見当たらず，事実上不可能であった。

一方，大野和男博士の報告[14),15)]では伸縮継手の幅の変動が建物の桁行方向の温度伸縮挙動をよく現すことが明らかにされており，本章においても従来の研究にならい，上記で述べた実行可能な簡便な方法で伸縮継手の幅の変動を測定することにした。したがって，気温の変動に基づき建物が変形しても各階に不動点が存在するならば，測定の結果得られる伸縮継手の幅の変動は，伸縮継手を挟む左右のブロック建物の伸縮継手側の伸縮量の和に相当するといえる。

外気温は，計測建物南端から南に約70m離れた百葉箱（北大工学部建築工学科建築環境学講座管理）中の最高最低水銀寒暖計で計測した。

室内温は，廊下の内法幅が2.38mと狭いため，計測点Ａ，ＢおよびＣ，Ｄの中間でそれぞれ１点計測することとし，合計10点について床上約10cmの空気中温度を携帯用ディジタル温度計（精度 0.1°C,安立計器社製）を用いて計測した。

（２）　計測期間

計測は昭和５９年４月９日に開始し，６１年１月２４日に終えた。ただし，Ｒ階は昭和５９年６月５日に開始した。原則として計測は休日を除く毎日，10時と16時の２回行った。計測は最初に外気温，次に６階から順に２階までの伸縮と室内温，最後にＲ階の伸縮の順序で行った。その平均所要時間は約40分であった。

以上のほかに，伸縮の日間変動を調べるために２時間ごとの計測を，昭和５９年９月１８日～２８日（５階，Ｒ階の各計測点）と昭和６０年８月１日～１１日（５～Ｒ階の各計測点）の両期間行った。

２．３　計測結果

（１）　日間伸縮

昭和５９年に行った２時間ごとの計測結果を図２－３に示す。図中，実線は伸縮量，破線は気温の変動であり，Ｒ階には外気温，５階にはその室内温を記した。

同図によれば，日間伸縮の変動について次の傾向がみられる。

1)　伸縮の変動は，Ｒ階では外気温，５階では室内温におおむね追従している。

2)　Ｒ階の伸縮の変動は５階のそれよりも大きい。

3)　晴れた日の伸縮変動は，曇りの日のそれよりも大きい。

なお，図中の□と○は，10時と16時の計測値である。この□と○の伸縮値に着目すると，建物の東側の計測点Ａ，Ｃと西側の計測点Ｂ，Ｄとの間で伸縮の変動に日射の影響と思われる若干のタイムラグがみられるが，おおむね10時の伸縮値は日間の平均値に，16時の伸縮値は日間の最大値に近いといえよう。したがって，これと同時刻に計測した長期にわ

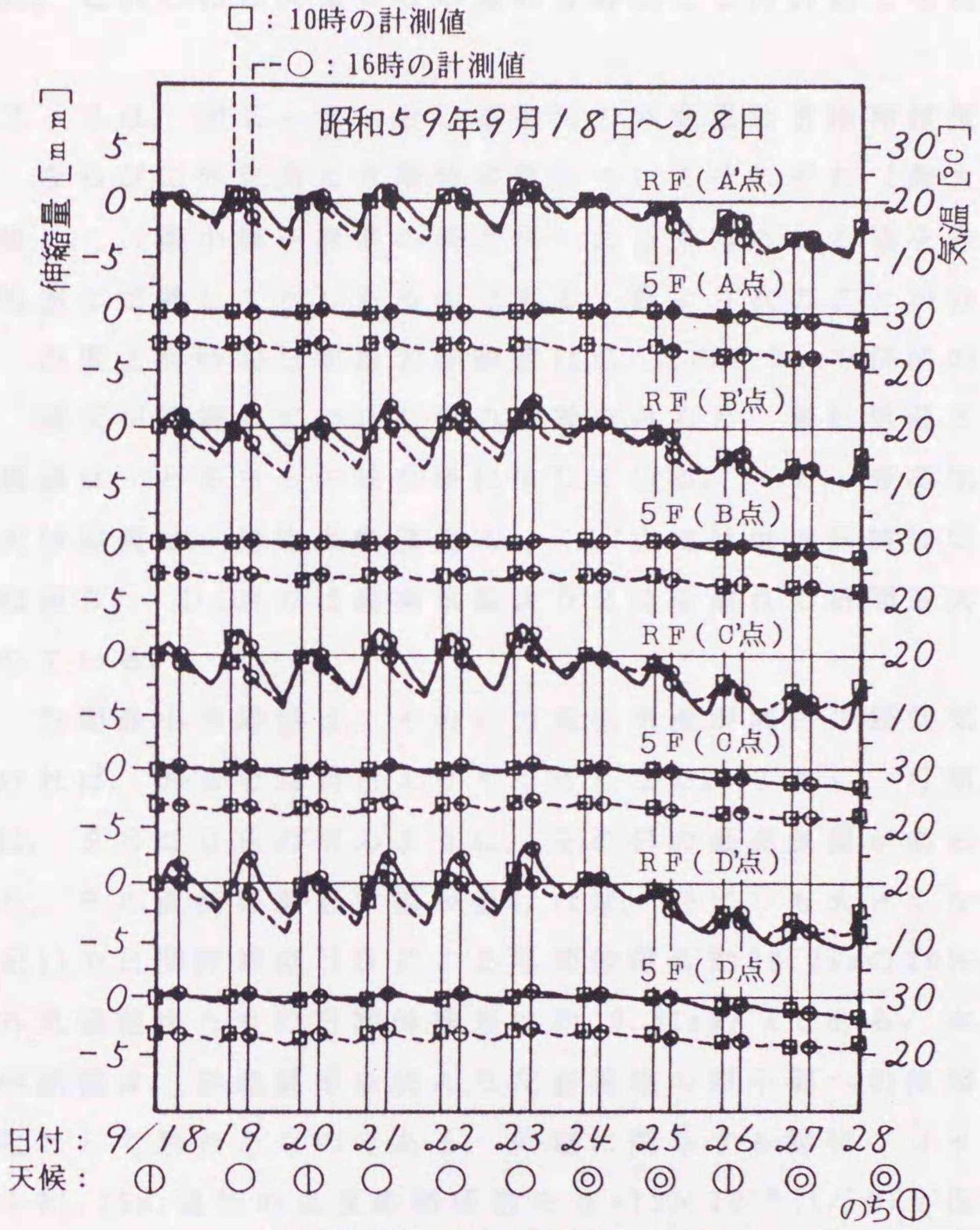


図２－３　R階伸縮量と外気温および５階伸縮量と室内温の日間変動

たる計測の伸縮値も，ほぼ上記と同様の傾向を示すものと推測される。

なお，これらの傾向は６０年度の２時間ごとの計測でも同様に認められた。

表２－２は，図２－３における毎日の外気温とＲ階伸縮量の最大，最小値，ならびに外気温とＲ階伸縮量についてそれぞれ（最大値－直前の最小値），（最小値－直前の最大値）として得られる値を外気温差，日間伸縮差と定義して示したものである。表より次のことが分かる。

1)　温度上昇時の日間最大伸縮差はＣ'点の5.9mmで快晴の日に生じた。

2)　晴天が連続している前半の記録をみると，最低気温と日間最小伸縮値は，どちらも午前６時に生じている。一方，最高気温と日間最大伸縮値は，建物東側壁面Ａ'，Ｃ'点ではほぼ同時刻に生じ，西側壁面Ｂ'，Ｄ'点では最高気温より２時間遅れて日間最大伸縮値が生じている。

3)　日間最小伸縮値は，その日の最低気温が前日の最低気温よりも低ければ，おおむね前日よりも小さくなる。しかし，日間最大伸縮値は，９月２０日の例のように，その日の最高気温が前日より高くても，その直前の最低気温が低ければ，必ずしも大きくなっていない。

上記1)の日間伸縮差は後述する年間伸縮変動20.7mmの30％弱に相当し，単位外気温差当たりの日間伸縮差は約 0.51mm/°Cである。本計測で得られる伸縮値は，伸縮継手を挟んだ左右建物の継手側への伸縮が，継手幅の変化として現れたものである。伸縮に関与する建物ブロック中心間の長さを51.75m,建物の温度膨張係数を$\alpha=12\times10^{-6}$(1/°C)と仮定するならば，単位温度当たりの自由温度伸縮値は,約0.62mm/°Cとなる。この値に対して，先の単位外気温差当たりの日間伸縮差の値は0.82倍に相当する。また，上記の単位外気温差当たりの日間伸縮差0.51mm/°C をブロック中心間距離で割った単位建物長さ当たりの値は約0.0098(mm/°C/m)となる。

なお，伸縮に関与する建物長さについては次章で詳しく検討する。

2)で述べた日間最小伸縮値は,大野和男博士の計測[15]によれば日の出直前にみられた。本計測で最小伸縮値が得られた６時は，この期間の日の出時刻（5時16分～21分）に近いことから,６時の伸縮値は日間最小伸

表２－２　R階日間伸縮量，外気温の最大，最小値と日間伸縮差，外気温差

（昭和59年9月18日10時～9月28日10時）

計測日	天候	外気温 (℃)		外気温差	A'			B'			C'			D'		
		最大値	最小値		RF伸縮量(mm) 最大値	RF伸縮量(mm) 最小値	伸縮差	RF伸縮量(mm) 最大値	RF伸縮量(mm) 最小値	伸縮差	RF伸縮量(mm) 最大値	RF伸縮量(mm) 最小値	伸縮差	RF伸縮量(mm) 最大値	RF伸縮量(mm) 最小値	伸縮差
9/18	晴	21.2(14)	——	——	0.6(14)	——	——	1.4(16)	——	——	1.3(14)	——	——	1.8(16)	——	——
19	快晴	19.4(14)	13.5(6)	−7.7 5.9	1.2(14)	-1.8(6)	-2.4 3.0	2.0(16)	-1.5(6)	-2.9 3.5	2.3(14)	-2.5(6)	-3.8 4.8	2.5(16)	-2.0(6)	-3.8 4.5
20	晴	21.3(14)	8.9(6)	-10.5 12.4	0.5(16)	-2.9(6)	-4.1 3.4	0.6(16)	-2.2(6)	-4.2 2.8	0.7(16)	-3.8(6)	-6.1 4.5	0.7(16)	-2.9(6)	-5.4 3.6
21	快晴	22.8(14)	11.0(6)	-10.3 11.8	1.4(14)	-2.4(6)	-2.9 3.8	2.1(16)	-2.1(6)	-2.7 4.2	2.5(14)	-3.3(6)	-4.0 5.8	2.6(16)	-2.8(6)	-3.5 5.4
22	快晴	22.3(14)	11.1(6)	-11.7 11.2	1.0(14)	-2.3(6)	-3.7 3.3	2.2(16)	-1.5(6)	-3.6 3.7	2.1(14)	-3.0(6)	-5.5 5.1	2.7(16)	-2.3(6)	-4.9 5.0
23	快晴	24.5(14)	12.9(6)	−9.4 11.6	1.3(14)	-2.4(6)	-3.4 3.7	2.7(16)	-1.6(6)	-3.8 4.3	2.8(14)	-3.1(6)	-5.2 5.9	3.5(16)	-2.1(6)	-4.8 5.6
24	曇	21.0(12)	16.6(6)	−7.9 4.4	0.4(14)	-1.6(6)	-2.9 2.0	0.6(14)	-0.7(6)	-3.4 1.3	0.6(14)	-2.1(6)	-4.9 2.7	0.8(14)	-1.1(6)	-4.6 1.9
25	曇	18.6(10)	16.3(6)	−4.7 2.3	-0.2(14)	-1.7(6)	-2.1 1.5	-0.1(16)	-1.2(6)	-1.8 1.1	-0.4(14)	-2.3(6)	-2.9 1.9	-0.3(16)	-1.7(6)	-2.5 1.4
26	晴	14.8(10)	10.1(2)	−8.5 4.7	-0.9(14)	-3.9(6)	-3.7 3.0	-1.5(16)	-3.7(6)	-3.6 2.2	-1.8(14)	-5.1(6)	-4.6 3.3	-2.2(16)	-4.4(6)	-4.1 2.2
27	曇	12.8(12)	7.9(2)	−6.9 4.9	-2.6(14)	-4.4(4)	-3.5 1.8	-2.9(16)	-4.4(6)	-2.9 1.5	-3.6(14)	-5.7(4)	-3.9 2.1	-3.5(16)	-5.1(6)	-2.9 1.6
28	曇のち晴		8.8(6)	−4.0		-4.9(6)	-2.3		-4.9(6)	-2.0		-6.3(6)	-2.7		-5.7(6)	-2.2

( )内発生時刻

縮値と大差ないものと推測される。また，A'，C'点とB'，D'点で最大伸縮値の生ずる時刻にずれが生じ，B'，D'点では最高気温より約２時間遅れて日間最大伸縮値が生じたのは，壁面が受ける日射の影響による。

3)で述べた日間最大伸縮値と日最高気温の関係は，気温と伸縮の関係を示した図２－４の折線グラフにおいて破線の折線の傾きが負として現れる。計測日数は１０日間と少ないが，晴天が連続した計測期間の前半（9/18～23）に着目すると，気温と伸縮の関係は，日間最小伸縮値と日最低気温の方が，日間最大伸縮値と日最高気温よりも比例関係に近い傾向を示している。一方，曇天が連続した９月２４日以降では日射の影響が少なくなり，両者の対応関係に大差はみられず，どちらもおおむね比例関係にある。

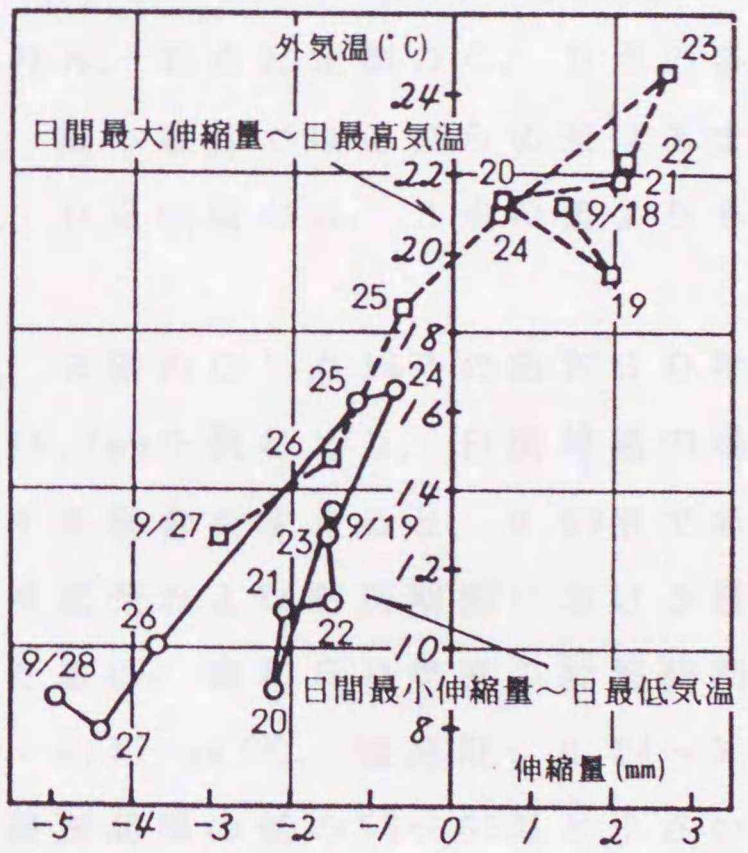


図２－４　日間伸縮量と外気温の関係
（R階，計測点B'）

（２）　長期間伸縮

図２－５(1)～(8)に昭和５９年４月９日～６１年１月２４日までの全計測期間の各計測点の10時と16時の計測結果，表２－３に同期間中の年間最大，最小伸縮値を示す。ただし，Ｒ階のＡ'～Ｄ'点については，標点の破損，冬季の積雪のため計測を一時中断し，昭和６０年５月１日に新標点を設け，この日の計測値を新基準値として計測を再開した。このため，Ｒ階各計測点の昭和５９年と６０年の伸縮記録は，それぞれ異なる基準についての結果となっている。

図表より次のことが分かる。

1)　昭和60年夏から61年1月にかけたＲ階の縮み量はＡ'～Ｄ'の順に10時の場合:14.0,14.7,19.5,17.8 mm，16時の場合:14.7,15.6,20.7,19.0mmであり，後者の16時の方がやゝ大きい。この値は下の階程小さくなり，２階の値はＲ階のおおよそ1/2～1/3である。

2)　暖房期間の伸縮変動は，非暖房期間に較べ小さい。

3)　伸縮継手南側のＡ，Ｂ点と北側のＣ，Ｄ点の各階伸縮量を表２－３で比較すると，最小値側ではそれらの差はあまり認められないが，最大値側ではＣ，Ｄ点の値がＡ，Ｂ点の値よりもかなり大きい傾向が認められる。

上記 1) について，Ｒ階のＣ'点16時の昭和６０年夏から翌年１月にかけての伸縮変化量20.7mmを例にとり，日間伸縮の場合と同様の仮定で自由温度伸縮値に対する割合を求めると，0.89倍であった。

2)について，非暖房期間および暖房期間における最大伸縮差を，その間の外気温差で除した値は，昭和６０年度の計測時刻10時，６階の例では，非暖房期：0.37～0.47 mm/℃，暖房期：0.24～0.26 mm/℃となり，暖房期間の値は，非暖房期間の値の55～65%と小さい。したがって，この建物のように全館一様暖房されている場合には，冬季の暖房は建物の縮みを抑制し，建物の温度応力を軽減しているといえる。

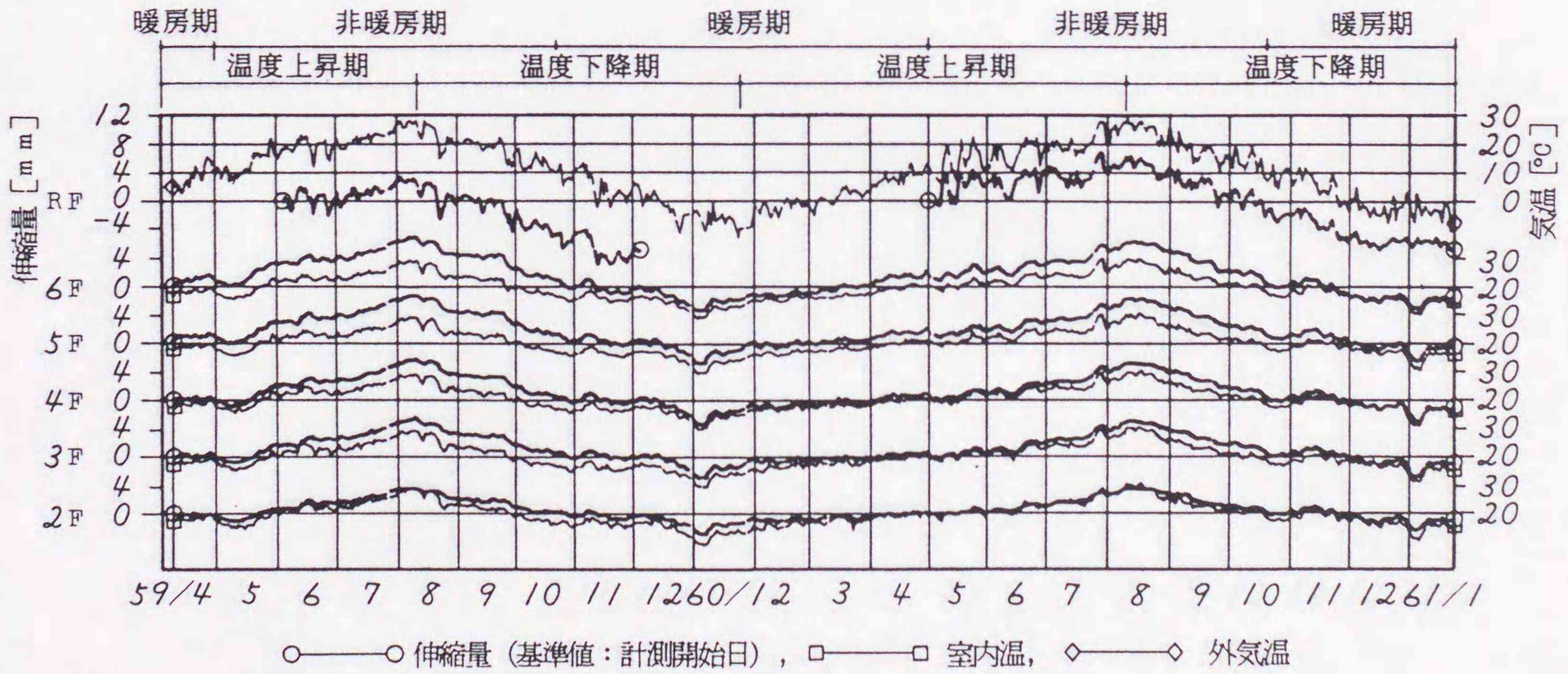


図２－５（１）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ａ，計測時刻10時）

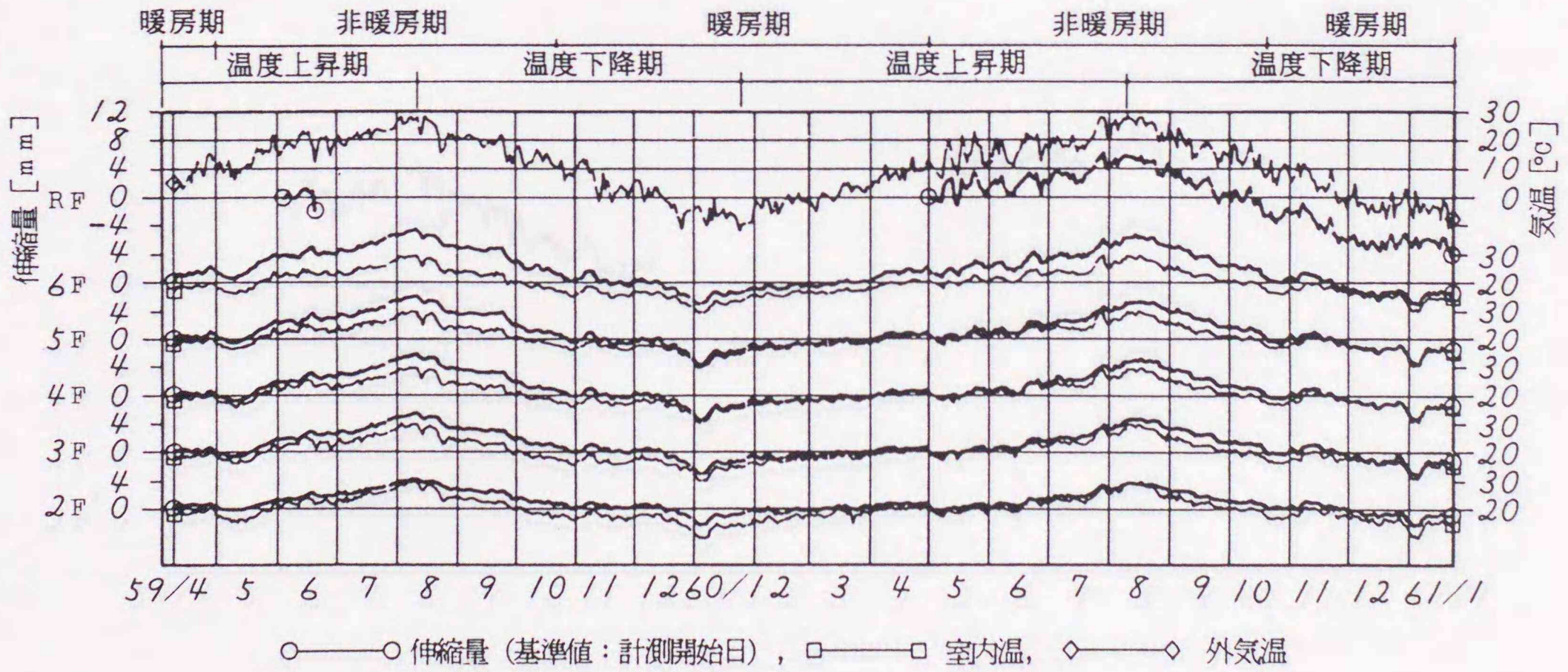


図２－５（２）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ｂ，計測時刻10時）

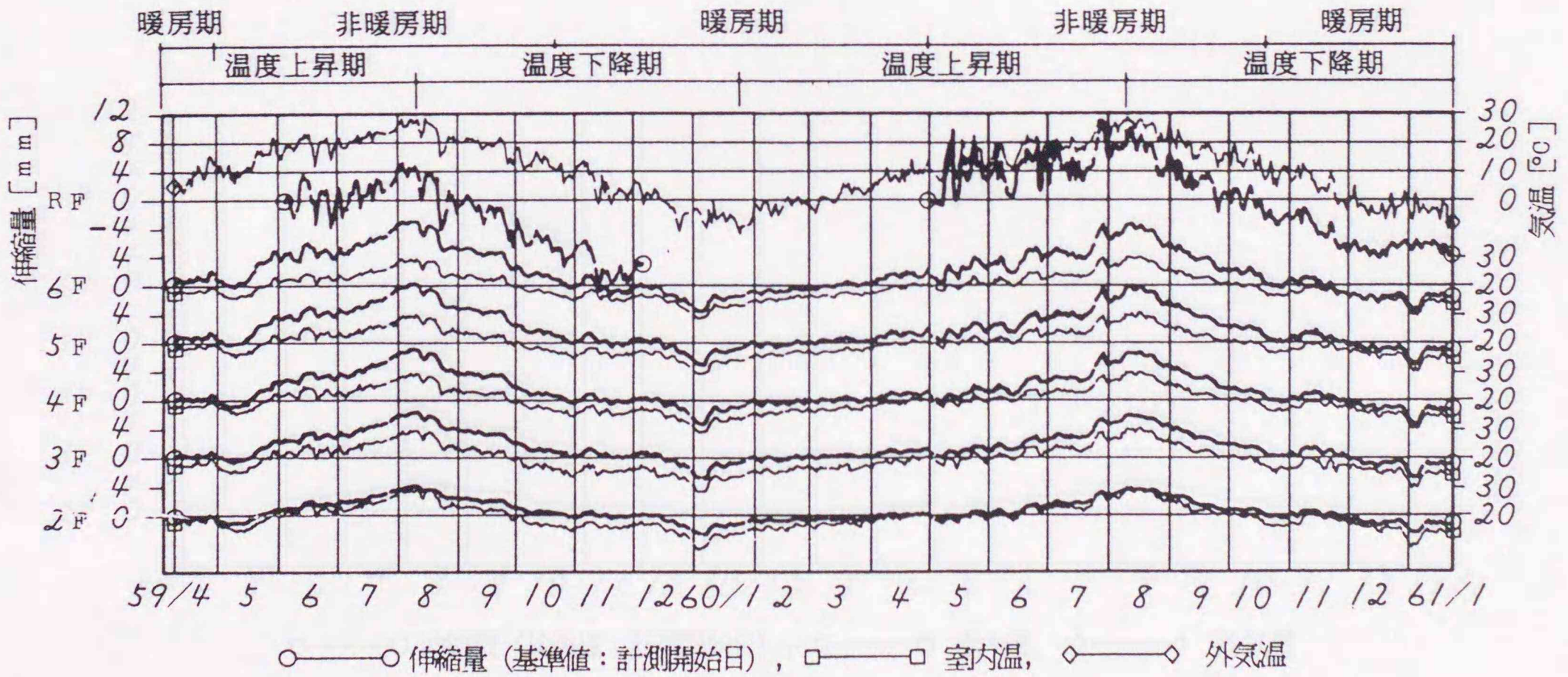


図２－５（３）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ｃ，計測時刻10時）

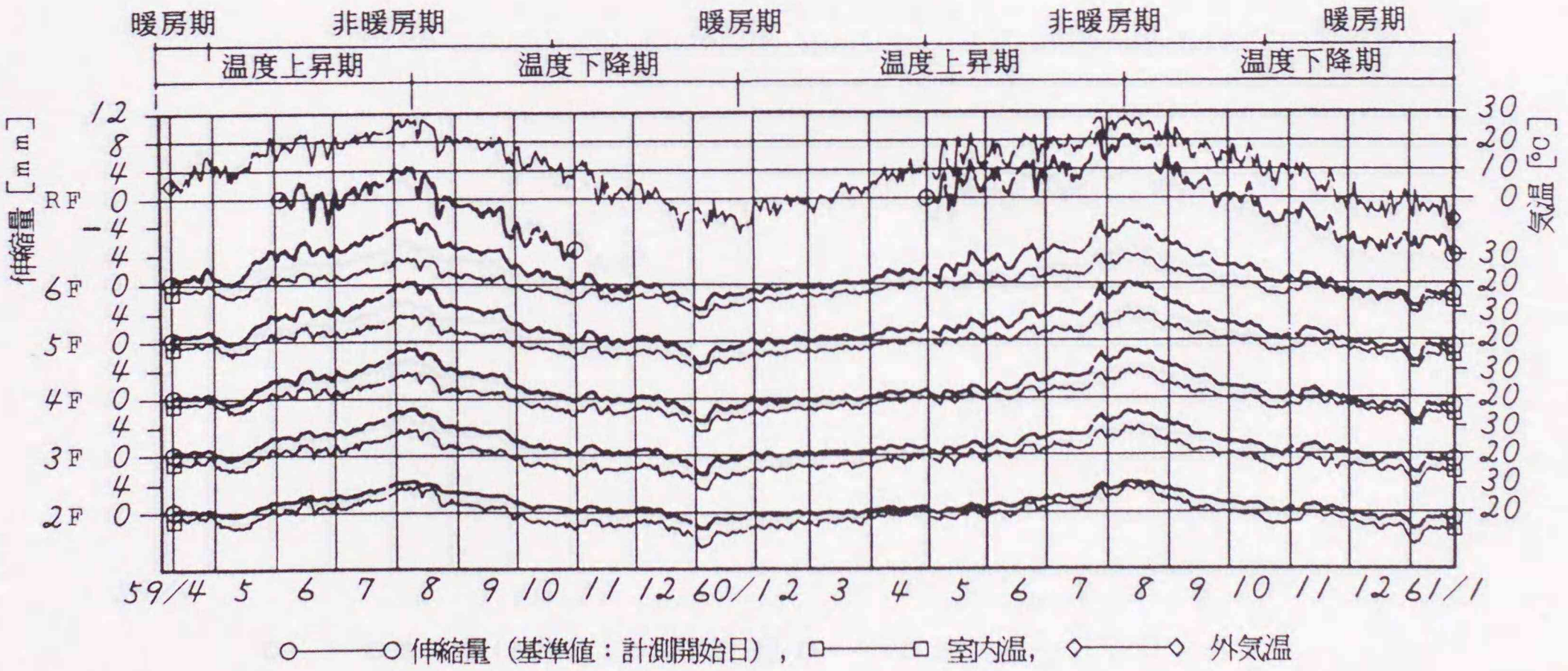


図２－５（４）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ｄ，計測時刻10時）

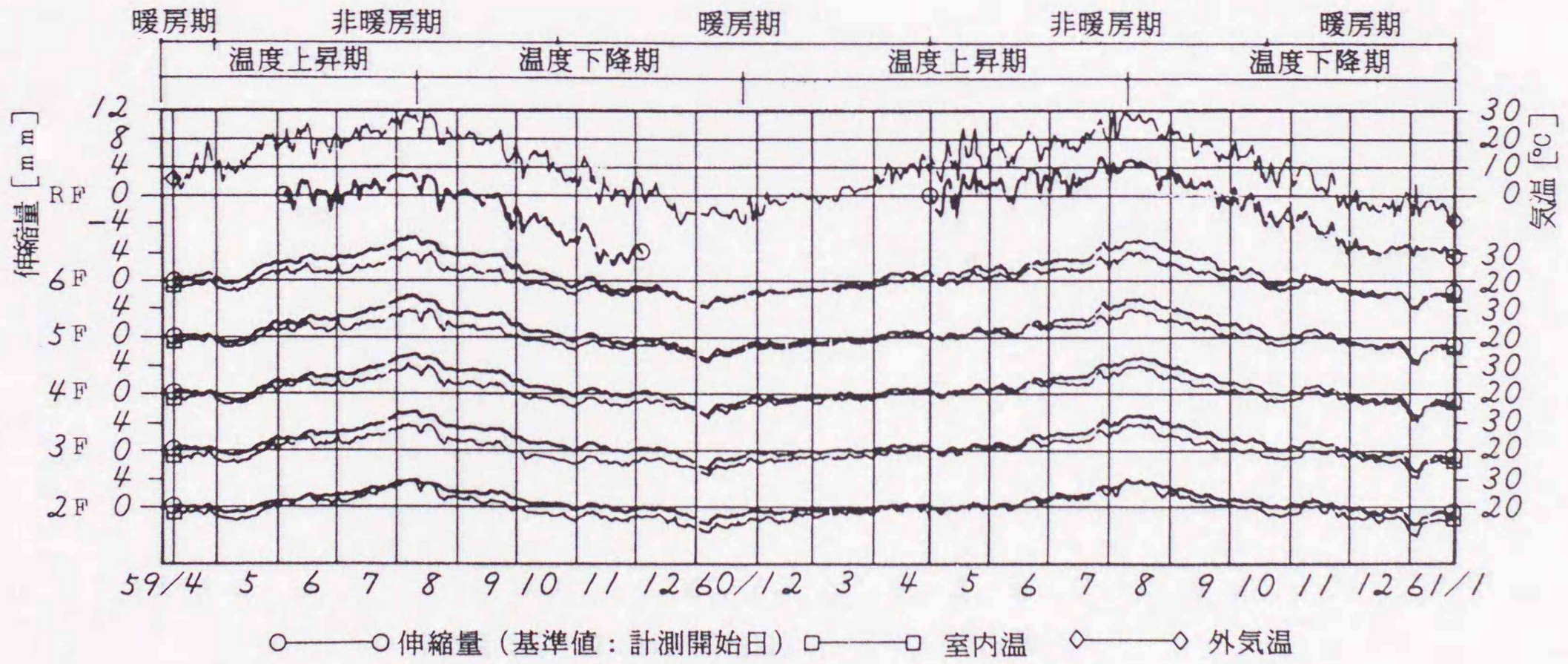


図２－５（５）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ａ，計測時刻16時）

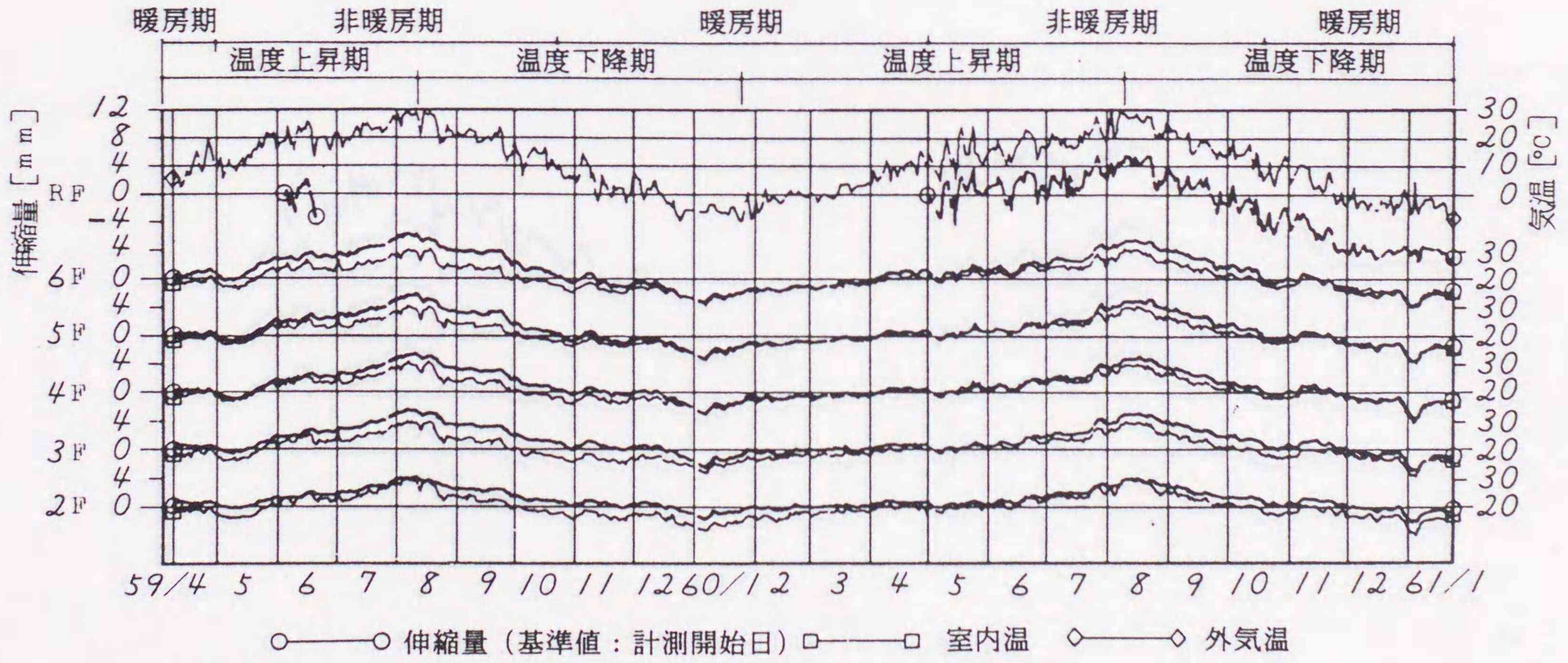


図２－５（６）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ｂ，計測時刻16時）

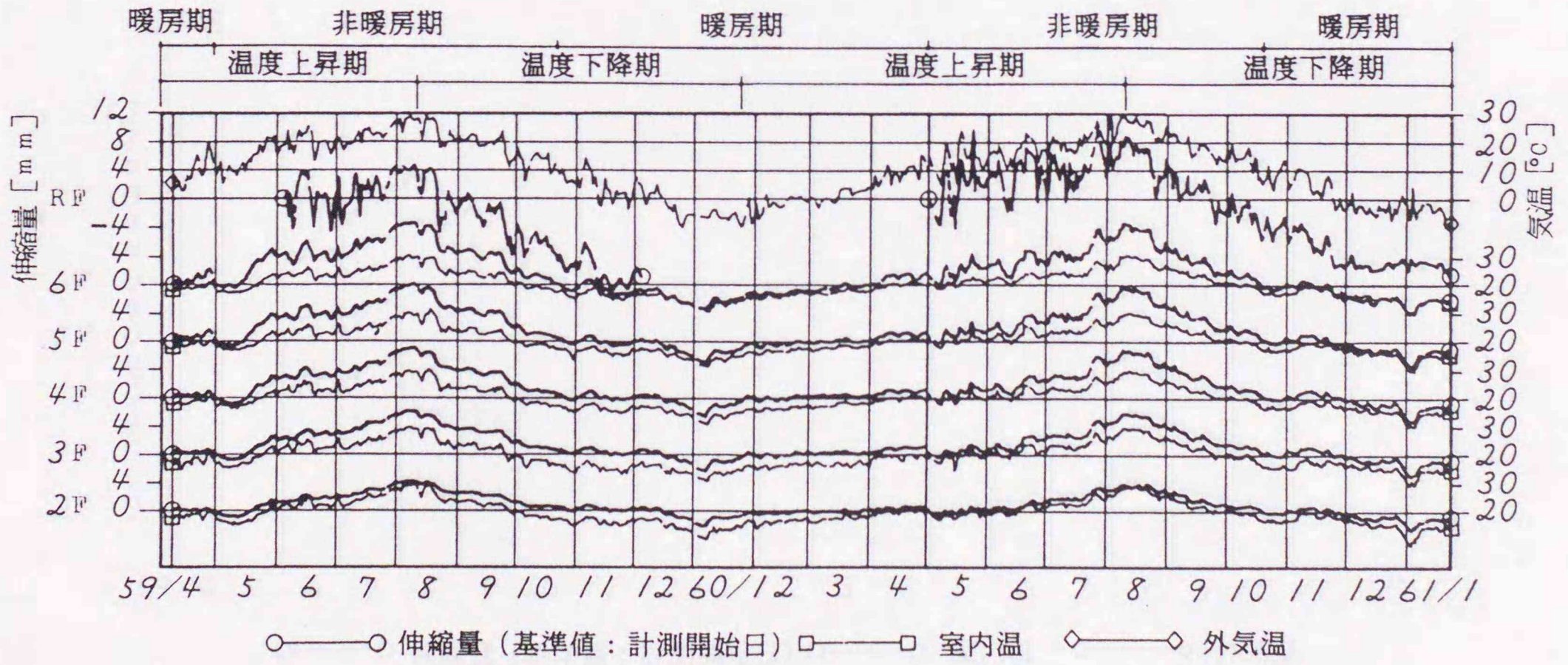


図２－５（７）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ｃ，計測時刻16時）

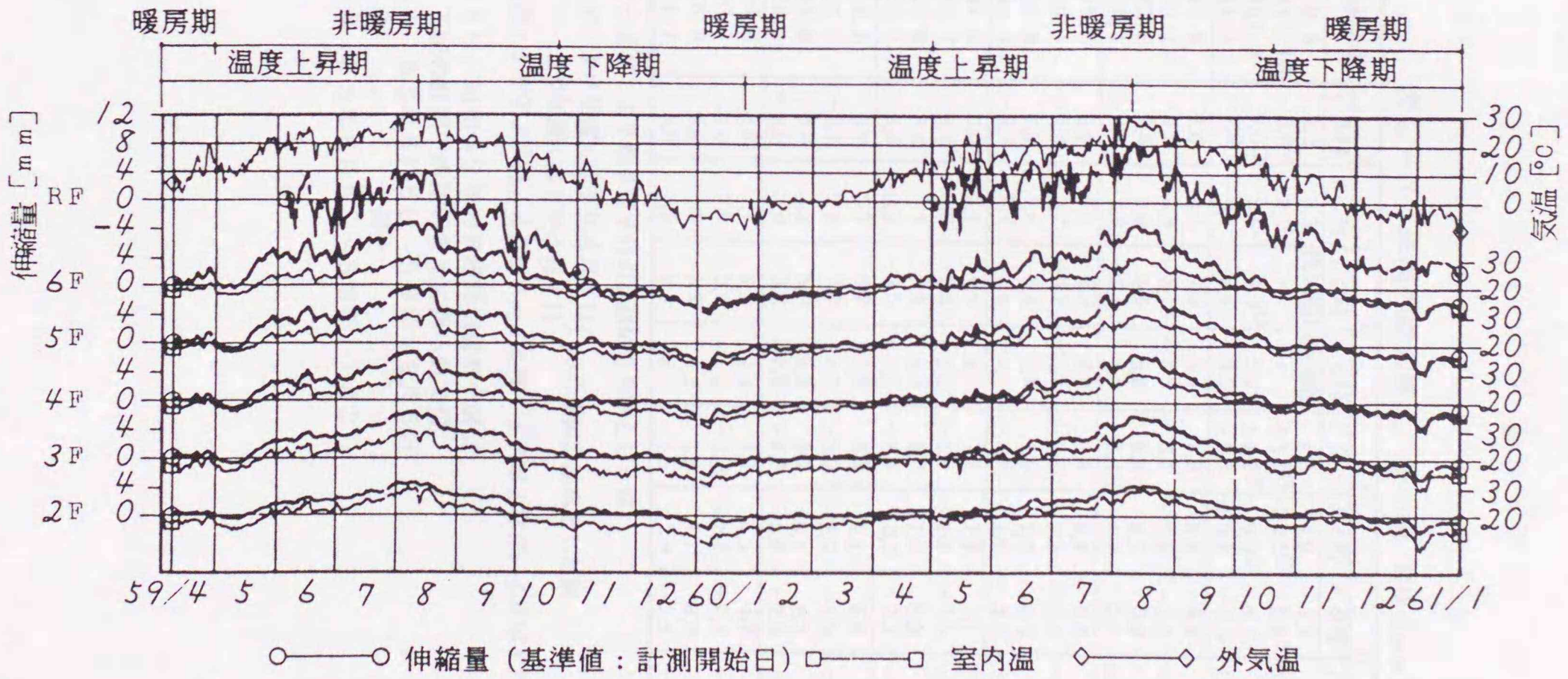


図２－５（８）　伸縮量，気温の年間変動（計測点Ｄ，計測時刻16時）

表２－３　年間伸縮の最大，最小値　単位［ｍｍ］

階	観測年月	A		B		C		D	
		１０時	１６時	１０時	１６時	１０時	１６時	１０時	１６時
R	59.8	3.2	3.3	標点破損	標点破損	4.8	4.9	4.4	3.7
	59.11, 10	−9.0○	−9.7○	〃	〃	−11.9○	−13.3○	−8.8△	−10.8△
	60.7, 8	7.0○	5.6○	6.3○	5.7△	11.2○	9.9○	9.5○	8.9○
	61.1	−7.0	−9.1	−8.4	−9.9	−8.3	−10.8	−8.3	−10.1
6	59.8	7.0	6.4	7.6	6.4	9.9	8.8	9.3	8.9
	60.1	−3.5	−3.9	−3.1	−3.5	−3.7	−3.8	−3.6	−3.6
	60.8	6.5	5.8	6.5	5.6	8.8	8.7	8.9	8.9
	61.1	−3.4	−3.9	−3.1	−4.0	−3.4	−4.1	−3.4	−4.2
5	59.8	6.9	6.1	6.2	6.0	8.4	8.1	8.4	7.9
	60.1	−2.8	−3.2	−3.7	−3.5	−3.2	−3.2	−3.1	−3.3
	60.8	6.5	5.6	5.4	5.2	7.9	7.8	8.2	7.7
	61.1	−2.7	−3.4	−3.5	−3.7	−3.0	−3.6	−3.0	−3.8
4	59.8	6.0	5.7	6.0	5.7	7.2	7.3	7.1	6.9
	60.1	−3.4	−3.2	−3.5	−3.2	−3.4	−2.9	−3.5	−3.2
	60.8	5.4	5.4	5.5	5.3	6.8	7.0	6.9	6.7
	61.1	−3.2	−3.2	−3.5	−4.2	−3.3	−3.3	−3.3	−3.7
3	59.8	5.7	5.7	5.7	5.6	6.5	6.3	6.8	6.5
	60.1	−3.1	−2.8	−3.3	−2.7	−3.0	−2.7	−1.5	−2.9
	60.8	5.2	5.2	5.0	5.3	6.1	6.1	6.3	6.1
	61.1	−3.0	−2.9	−3.2	−2.9	−2.8	−2.9	−2.6	−2.8
2	59.8	3.8	4.1	4.2	4.3	4.2	4.3	4.7	1.8
	60.1	−3.0	−2.5	−2.4	−1.9	−2.8	−2.4	−2.4	−2.0
	60.8	3.6	4.0	3.9	4.2	3.9	4.1	4.4	4.4
	61.1	−2.6	−2.5	−2.2	−2.1	−2.5	−2.4	−2.3	−2.2

1）2～6Ｆ：５９年４月９日の計測値を基準とした値

2）ＲＦ：５９年度：５９年６月５日
　　６０年度：６０年５月１日　）の計測値を基準とした値

3）○印：５９年１１月，６０年７月，△印：５９年１０月，６０年８月に生起

ただし，昭和５９年のＲ階伸縮量最小値は
下記の計測中断期日までに得られた値
Ａ点　５９年６月５日～５９年１２月５日
Ｃ点　　同上
Ｄ点　５９年６月５日～５９年１１月２日

2．4　計測結果の検討

（1）　日射の影響

図２－６は，昭和５９年に行った２時間ごとの計測結果のうち，晴天日および曇天日の日間伸縮がどのように変動するのかについて午前６時の伸縮を基準として示したものである。

図中に□で印した晴天日(9/19)の場合，伸縮が最大を示す時刻は実線で示した東側壁面のC'点と破線で示した西側壁面のD'点で異なりタイムラグが認められるが，○で印した曇天日(9/24)にはそのような傾向はみられない。午前６時の伸縮値からの最大伸びをその間の外気温差で除した値は，C'点では晴天日：0.81mm/°C，曇天日：0.61mm/°C，同じくD'点では晴天日：0.87mm/°C，曇天日：0.42 mm/°Cであって，いずれも晴天の場合に単位外気温当たりの伸びが大きい。このように天候の違いで大きな差が生ずるのは，屋根スラブ面および桁行方向の外壁構面が受ける日射の影響による。

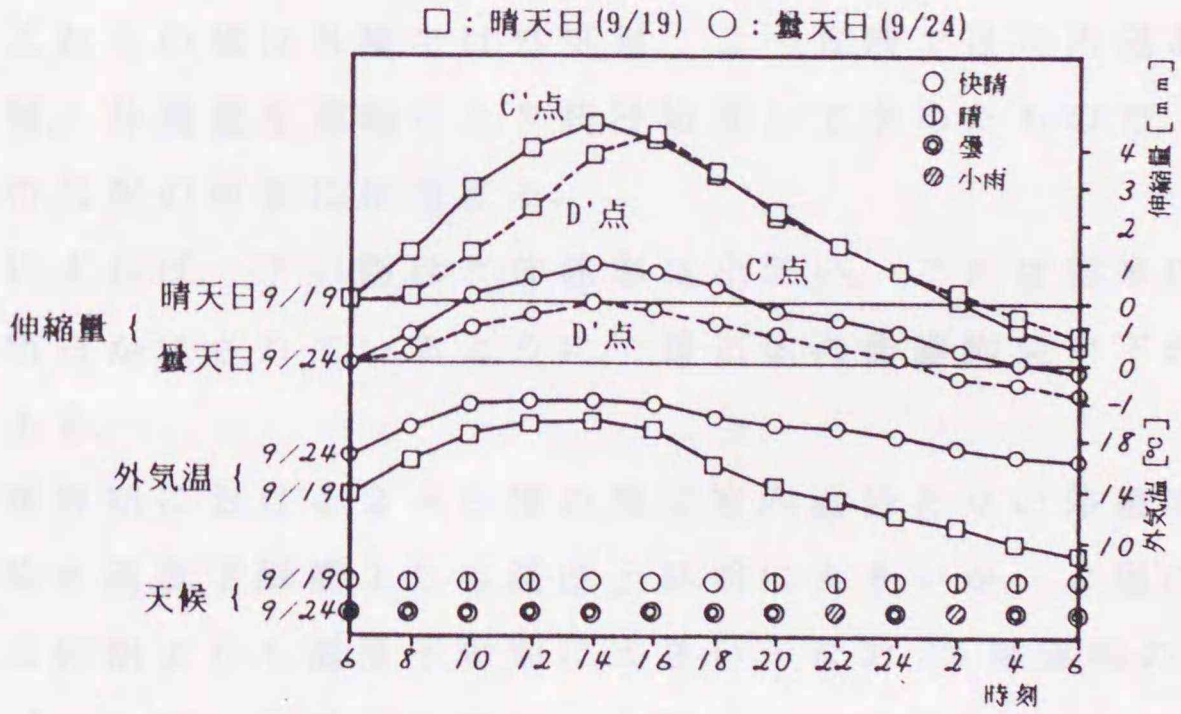


図２－６　晴天時と曇天時の日間伸縮変動の比較

（２）　伸縮と気温の関係

(a) 日間伸縮と気温の関係

日間最小伸縮値と日最低気温の関係は，日間最大伸縮値と日最高気温の関係よりも良好な比例関係を示すことを日間伸縮の計測結果のところで述べた。これについて大野和男博士は，”日間の最高気温付近の温度の持続時間より，最低気温付近の温度の持続時間（夜半より朝まで）の方が長いため”と指摘している[15]。先の図２－３を参照すると，上記の要因に加えて，最高気温から最低気温に達するまでに要する時間の方が，最低気温から最高気温までのそれよりも長いため，伸縮が外気温の変動に追従しやすいこと，日間最小伸縮値は日の出直前に生ずるので日没から日の出時刻まで日射を受けないこと等もその要因として考えられる。

(b) 季節を通じた伸縮と気温の関係

伸縮と気温の関係について便宜上１年を次の４つの季節に分けて整理する。先ず１年を暖房期と非暖房期に分け，さらにそれらを温度上昇期と温度下降期に分ける。表２－４に４つの季節の季節を通じた単位外気温当たりおよび単位室内温当たりの伸縮量（以後，伸縮率と呼ぶ）を示す。これらの値はＲ階では外気温，２～６階では室内温あるいは外気温を縦軸，伸縮量を横軸にとり統計処理して求めたもので，伸縮率は回帰直線の勾配の逆数に相当する。

表によれば，下の階ほど伸縮率は小さい。これは従来の解析結果[25]でも明らかにされているように，構造体の伸縮拘束が下の階程大きいことによる。

非暖房期における２～６階の単位室内温当たりの伸縮率は，６階の一部を除き温度下降期よりも温度上昇期に大きいが，Ｒ階の伸縮率は逆に温度上昇期よりも温度下降期に大きい。なお，３層建物の計測結果[15]によれば，Ｒ階と下階との間には上記のような違いは無く，温度上昇期の伸縮率の方が温度下降期よりも大であった。この相違は３層建物のＲ階スラブ上に亜鉛鉄板葺き木造置屋根が架けられていた影響によるものと推察される。反対に，暖房期における２～６階の単位室内温当たりの伸縮率は６階の一部を除くほかの階では温度下降期が温度上昇期よりも大

である。

外気温を基準としたR階の伸縮率は図1－1(b)に示した1層建物についても掲載されている[15]。これを本計測で得られた値と比較するために，それぞれのブロック中心間の建物長さで伸縮率を除して，単位建物長さ当たりの伸縮率を求めると，表2－5に示すようになった。

同表(b)によれば，6層建物の場合，温度上昇期で 0.0058～0.0112(mm/外気温°C/m)，温度下降期で0.0073～0.0126(mm/外気温°C/m)である。上昇期，下降期の2つをまとめた単位建物長さ当たりのR階の伸縮率の平均値は 0.009(mm/外気温°C/m)である。この0.009の値は温度膨張係数を $\alpha=12\times10^{-6}$(1/°C)と仮定した自由温度伸縮値の約0.75倍に相当する。

上記の値に対し，同表(a)に示した1層建物の値は0.0063～0.0068(mm/外気温°C/m)と小さく，自由温度伸縮値の0.53～0.59倍であった。これは，1層建物の方が6層建物に較べR階に対する構造体の水平方向の伸縮拘束力が強いためと思われる。

なお，表2－4によれば，昭和60年～61年にかけての暖房温度下降期のR階単位建物長さ当たりの伸縮率の平均値は，0.0058(mm/外気温°C/m)であった。

ところで，北側の計測点の伸縮率が南側のそれよりどの階でもかなり大きく，特にC'点の値0.65(mm/外気温°C)は自由温度伸縮値 0.62(mm/°C)($=12\times10^{-6}\times51.75\times10^{3}$)を越えている。この原因を調べるために2，4，5階の中廊下側の伸縮継手部から工業用内視鏡（オリンパス社製）を伸縮継手内部に挿入した。その結果，2，4階の南側伸縮継手部において，幅50mmの伸縮継手の隙間がほとんど確保されていない部分，コンクリート片が伸縮継手の隙間を埋めている部分が認められた。数値的には明確でないが，建物が最も伸びる季節に，その影響が計測結果に現れ，伸縮量がA'，B'点側で小さく，C'，D'点側で大きい値を示すに至ったものと予想される。

表２－４　各季節の伸縮率

計測時刻１０時

計測点	階	非暖房期		暖房期		非暖房期		暖房期
		温度上昇期 59年 5/1~8/11	温度下降期 59年 8/12~10/20	温度下降期 59年 60年 10/21~1/24	温度上昇期 60年 1/25~4/30	温度上昇期 60年 5/1~8/11	温度下降期 60年 8/12~10/20	温度下降期 60年 61年 10/21~1/24
A	R	0.34	0.45	−	−	0.30	0.38	0.28
	6	0.32 (0.51)	0.31 (0.49)	0.15 (0.50)	0.18 (0.53)	0.23 (0.50)	0.29 (0.52)	0.15 (0.44)
	5	0.32 (0.51)	0.29 (0.48)	0.12 (0.48)	0.12 (0.41)	0.22 (0.50)	0.26 (0.45)	0.12 (0.44)
	4	0.31 (0.49)	0.27 (0.44)	0.13 (0.51)	0.10 (0.36)	0.22 (0.49)	0.25 (0.44)	0.11 (0.42)
	3	0.29 (0.44)	0.24 (0.38)	0.11 (0.46)	0.07 (0.25)	0.21 (0.46)	0.23 (0.39)	0.11 (0.43)
	2	0.23 (0.35)	0.18 (0.30)	0.09 (0.33)	0.06 (0.17)	0.17 (0.36)	0.17 (0.30)	0.09 (0.32)
B	R	−	−	−	−	0.31	0.39	0.30
	6	0.31 (0.49)	0.30 (0.48)	0.15 (0.53)	0.17 (0.49)	0.23 (0.48)	0.28 (0.50)	0.15 (0.45)
	5	0.30 (0.49)	0.27 (0.46)	0.12 (0.50)	0.11 (0.38)	0.22 (0.49)	0.25 (0.45)	0.12 (0.42)
	4	0.30 (0.48)	0.26 (0.44)	0.13 (0.51)	0.09 (0.34)	0.21 (0.49)	0.25 (0.44)	0.12 (0.43)
	3	0.29 (0.43)	0.23 (0.37)	0.12 (0.48)	0.08 (0.27)	0.21 (0.46)	0.22 (0.37)	0.11 (0.44)
	2	0.20 (0.31)	0.17 (0.29)	0.09 (0.34)	0.07 (0.19)	0.16 (0.35)	0.16 (0.27)	0.09 (0.32)
C	R	0.58	0.65	−	−	0.43	0.57	0.32
	6	0.43 (0.67)	0.43 (0.65)	0.14 (0.49)	0.16 (0.46)	0.34 (0.67)	0.40 (0.65)	0.15 (0.43)
	5	0.41 (0.62)	0.38 (0.58)	0.12 (0.48)	0.10 (0.33)	0.31 (0.64)	0.34 (0.56)	0.12 (0.47)
	4	0.38 (0.59)	0.33 (0.51)	0.10 (0.44)	0.08 (0.27)	0.28 (0.57)	0.32 (0.52)	0.11 (0.46)
	3	0.33 (0.47)	0.29 (0.41)	0.11 (0.42)	0.07 (0.25)	0.24 (0.47)	0.27 (0.42)	0.11 (0.41)
	2	0.25 (0.36)	0.20 (0.30)	0.10 (0.35)	0.06 (0.18)	0.19 (0.38)	0.19 (0.31)	0.08 (0.28)
D	R	0.52	0.60	−	−	0.46	0.55	0.29
	6	0.43 (0.67)	0.43 (0.65)	0.14 (0.48)	0.16 (0.53)	0.34 (0.68)	0.39 (0.65)	0.16 (0.45)
	5	0.41 (0.61)	0.37 (0.57)	0.12 (0.48)	0.10 (0.39)	0.31 (0.63)	0.35 (0.58)	0.14 (0.48)
	4	0.37 (0.57)	0.33 (0.51)	0.11 (0.45)	0.07 (0.30)	0.27 (0.58)	0.32 (0.52)	0.11 (0.45)
	3	0.34 (0.48)	0.29 (0.41)	0.11 (0.43)	0.07 (0.27)	0.24 (0.46)	0.27 (0.42)	0.10 (0.41)
	2	0.24 (0.35)	0.20 (0.30)	0.10 (0.35)	0.06 (0.19)	0.18 (0.36)	0.19 (0.31)	0.09 (0.31)

( )外：単位外気温当たりの伸縮率　( )内：単位室内温当たりの伸縮率　伸縮率〔㎜／℃〕

表２－５　単位建物長さ当たりの伸縮率の比較　単位(mm/外気温°C/m)

（ａ）１層建物（自衛隊需品補給庫）

計測点	昭和30年4月～10月	
SE	0.0068	非暖房期 0.0063～0.0068 (mm/外気温°C/m)
NE	0.0064	
SW	0.0063	
NW	0.0064	

（ｂ）６層建物（北大工学部Ａ棟）

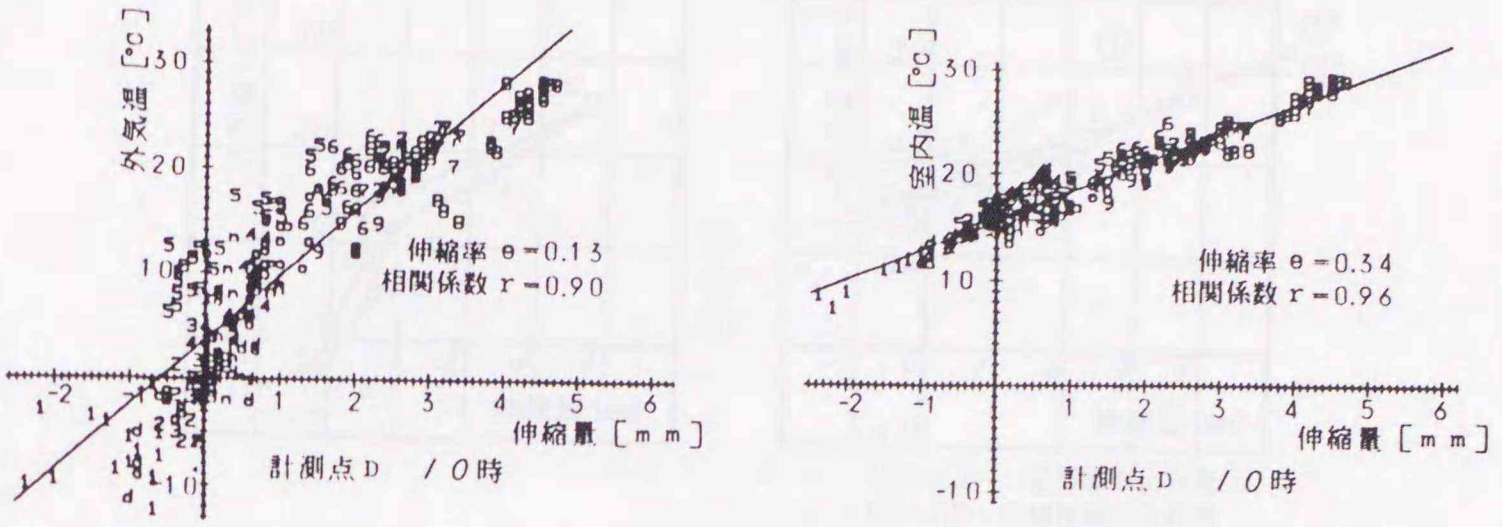
計測点	昭和59年非暖房		昭和60年非暖房	
	温度上昇期	温度下降期	温度上昇期	温度下降期
A'	0.0066	0.0087	0.0058	0.0073
B'	-	-	0.0060	0.0075
C'	0.0112	0.0126	0.0083	0.0110
D'	0.0101	0.0116	0.0089	0.0106

(C) 年間を通じた伸縮と気温の関係

図２－７，８は，２階と６階のＤ点10時の１年間(昭和59年5月１日～60年4月30日)の伸縮量と気温の関係を示したもので，図中のｒは相関係数，ｅは伸縮率，1～9は1～9月，o,n,dは10,11,12月の計測値である。同図によれば，２階，６階の伸縮量は外気温よりも室内温と相関が強いことが分かる。図を省略した３～５階は，２階と６階の中間的性状を示している。これらの傾向は，ほかの計測点Ａ～Ｃについても同様にみられた。

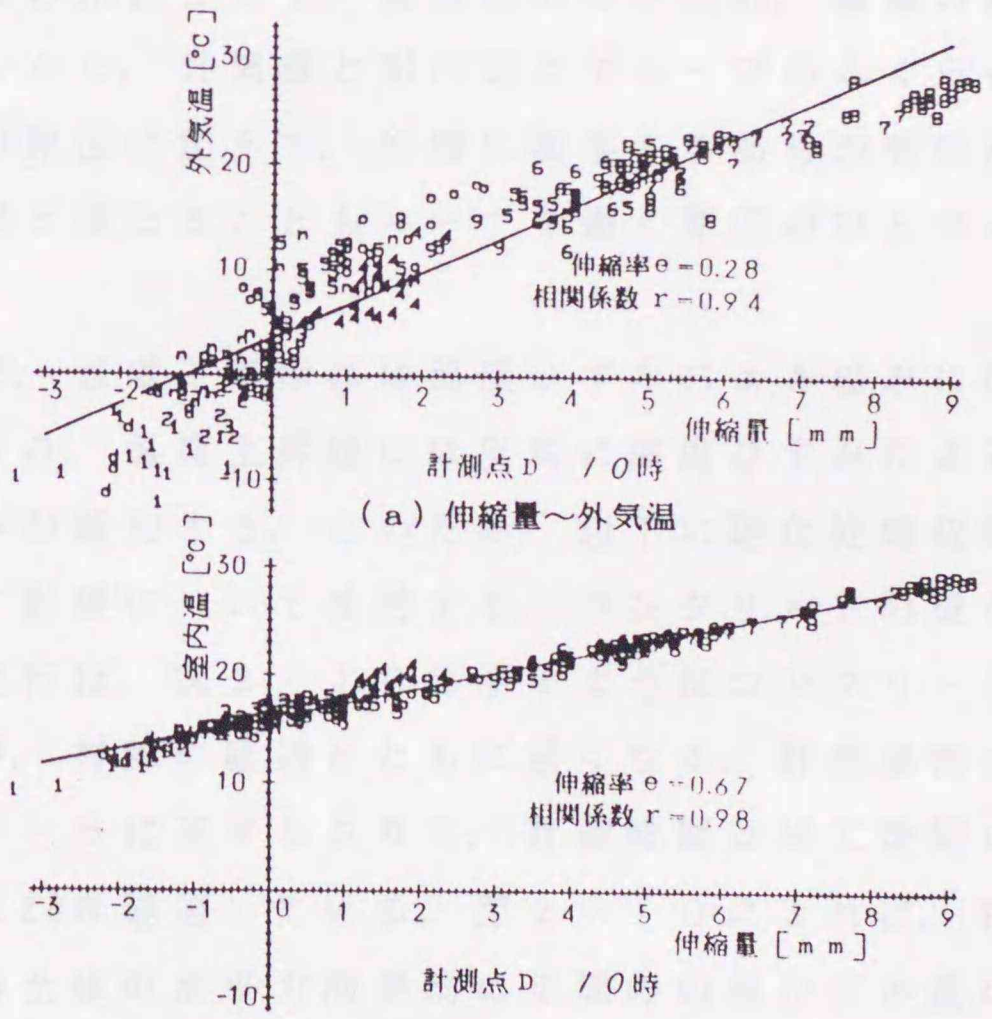
Ｒ階については対応する室内温がないが，Ｄ'点16時の昭和60年8月12日～61年1月24日の計測結果について６階の室内温とＲ階伸縮量，および外気温とＲ階伸縮量の相関係数を求めたところ，それぞれ0.94，0.98となり，６階室内温よりも外気温との相関が強かった。これは屋根スラブの建物内側にある断熱材の影響が現れたものと思われる。

図２－９は，各月の伸縮量および気温の平均値をその月の代表値と仮定し，その月別推移を示したものである。同図はＤ点10時の２階の例であるが，伸縮と気温の月別推移はループを描くことが分かる。なお，前掲(b)で述べた季節ごとの単位室内温当たりの伸縮率を同図(b)に記入したところ，破線のようになった。



（a）伸縮量～外気温　　（b）伸縮量～室内温

図２－７　年間を通じた伸縮量～気温の相関（２Ｆ）
（昭和59年5月1日～60年4月30 日）

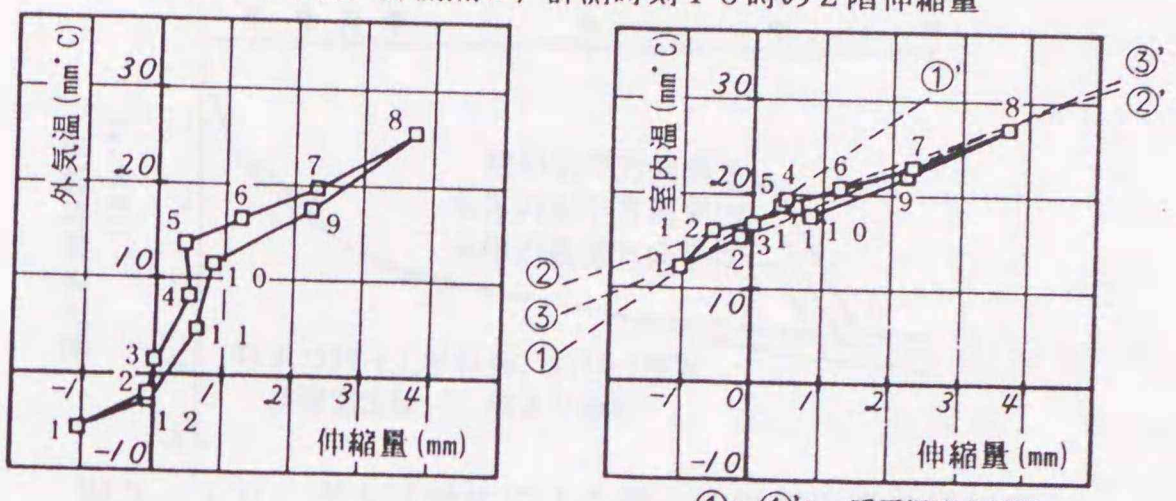


（a）伸縮量～外気温

（b）伸縮量～室内温

図２－８　年間を通じた伸縮量～気温の相関（６Ｆ）
（昭和59年5月1日～60年4月30 日）

昭和６０年度，計測点Ｄ，計測時刻１０時の２階伸縮量



（ａ）伸縮量と外気温の関係　　（ｂ）伸縮量と室内温の関係

図２－９　伸縮量～気温の月別平均値の推移

ループを描くことについては，３層建物の計測でも指摘されているが，これまでこの原因として，構造体のひび割れ，基礎の移動等が考えられていた。しかし，外気温と室内温とでループのふくらみが異なることから，上記の原因に加えて，伸縮に関与する部材の有効温度が外気温あるいは室内温と異なることもループを描く原因のひとつとして考えられよう。

ところで，温度下降期には温度ひずみによる縮みに硬化乾燥収縮ひずみが付加され，温度上昇期には反対に温度ひずみによる伸びを硬化乾燥収縮ひずみが緩和する。このため，以下に硬化乾燥収縮ひずみが計測結果に及ぼす影響について検討する。コンクリートの硬化乾燥に伴う収縮ひずみの進行は，図２－１０に示すようにコンクリートの材齢が若いとき程速いが，材齢の経過とともに遅くなる。計測建物の竣工時期と計測時期は表２－６に示すとおりで，計測時期は竣工後短いもので６年，長いものでは20年経過している。図２－１０によれば，材齢３年から４年にかけての全体の水平方向平均の年間の収縮ひずみ量はおおよそ0.23×10^{-4}である。一方，先の2.4(2)の(b)で述べたように自由温度伸縮値の約0.75倍がＲ階の温度伸縮量であり，非暖房期の外気温度差を約20°Cと仮定すると温度ひずみは，$1.8\times10^{-4}(=0.75\times12\times10^{-6}\times20)$となる。両者

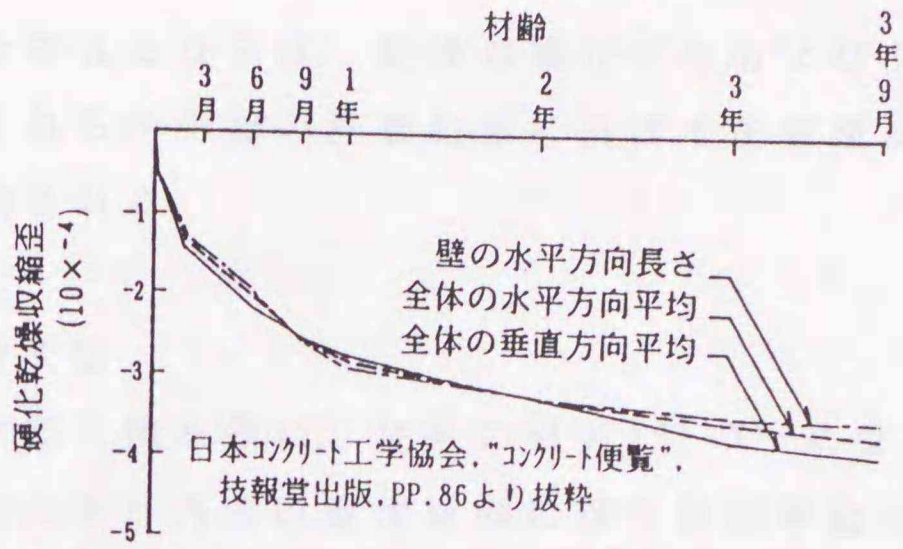


図２－１０　実大試験体による硬化乾燥収縮歪の経年変化
（実大壁付きラーメン）

表２－６　北大工学部Ａ棟の竣工時期と計測時期

北大工学部Ａ棟	竣工時期	計測時期
Ⅰブロック ～ Ⅲブロック	昭和39年 ～ 昭和53年	昭和59年4月9日 ～ 61年1月24日

を比較すると温度ひずみの値は，材齢３～４年にかけての硬化乾燥収縮ひずみの値に対し約８倍と大きい。この値は下層階ほど小さくなるが，実際の築後年数(6～20年)を考慮すると，計測結果に及ぼす計測期間中の収縮ひずみの影響はほとんどないといえよう。

同様にクリープひずみの影響量についても調べる。材齢ｔにおけるクリープひずみε_tは，プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説[49]を参照すると，載荷の瞬間に生ずる弾性ひずみε_0とクリープ係数ψ_tの積で表示されるが，クリープ係数は材齢の関数（一般的な建物の場合$\psi_t=0.75t/(1.5+0.25t)$，t:週単位の材齢）で表され，若材齢の場合程クリープひずみの進行は速い。ちなみに，上式によればクリープひずみは，実際の計測時の築後年数６年を例に考えると，この時点で既に終局のクリープひずみの約98%に達しているので，６年目以降の初期載荷による年間のクリープひずみの増分量は，年間の温度ひずみの変化量に較べ相当小さい。同様に，年間の温度応力変動に伴うクリープひずみも小さいものと思われる。

以上のことより，本章で取り挙げた計測建物のように築後年数が経過

した場合を考えるならば，乾燥収縮ひずみおよびクリープひずみは小さいので，それらが伸縮の計測結果に及ぼす影響量は無視しても支障ないものと推測される。

2．5　むすび

北大工学部Ａ棟を例に，従来の研究[14),15)]にならい，伸縮継手の幅の変動は建物の桁行方向の温度変動に伴う伸縮挙動を良く現わしているという前提に立ち，実在鉄筋コンクリート造建物の伸縮継手の幅の変動を計測した。その結果，次のことが明らかとなった。

(1) 屋根スラブの断熱材が建物の内側にあるこの建物の場合には，Ｒ階の伸縮量は外気温，その他の階の伸縮量はそれぞれの室内温と相関が強い。

(2) 全館一様暖房されているこの建物の場合には，冬季の暖房は建物の縮みを抑制し，単位外気温当たりの伸縮量は非暖房期のおおよそ55～65%であった。

(3) 伸縮量と気温の関係は，年間を通じてループを描くことが６層建物においても確認された。その原因として，従来指摘されていた構造体のひび割れ，基礎の移動に加えて，部材の長さ方向伸縮に関与する有効温度が外気温，あるいは室内温と異なることが考えられる。

以上，(1)については，計測建物と同じような条件下の内断熱建物ならば，さらに(2)については暖房条件も同じようであるならば，同様に成立するものと思われる。(3)については，本計測６層建物に限らずどの建物についても当てはまるものと思われる。

次に得られた伸縮量の概要を記す。

(4) 非暖房期におけるＲ階の単位建物長さ当たりの伸縮率の平均値は，0.009 (mm/外気温˚C/m)で，温度膨張係数を$\alpha = 12 \times 10^{-6}$(1/˚C)と仮定した自由温度伸縮値の0.75倍に相当する。同様に，暖房温度下降期のそれは 0.0058(mm/外気温˚C/m)である。非暖房期における自由温度伸縮値に対する割合は，６層建物の方が１層建物よりも大きい。

(5) 長期間の計測結果によれば，年間最大伸縮差はR階計測点C'で20.7mm（自由温度伸縮値の約0.9倍に相当）であり，その値は下の階程小さくなる。おおむね2階の値はR階の1/2～1/3である。

(6) 日間の伸縮計測結果（昭和59年9月18日～28日）によれば，温度上昇時の日間最大伸縮差はR階計測点C'で5.9mm，それを外気温を基準とした伸縮率，単位建物長さ当たりの伸縮率に換算すると，それぞれ約0.51(mm/°C)，0.0098(mm/°C/m)である。

(7) R階における日間伸縮量は，年間最大伸縮量のおおよそ30%に達することもある。

第　3　章

弾性立体解析による鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮挙動の検討

本章の目的は，前章に掲げた北大工学部Ａ棟（６層建物）ならびに大野和男博士が計測した３層および１層建物[14),15)]について置換トラス法を用いた弾性立体解析を行ない，解析結果を計測値と比較して，建物の温度応答解析に必要な温度条件を明らかにすることである。また，併せてこの解析法の有用性と適用限界についても検証する。

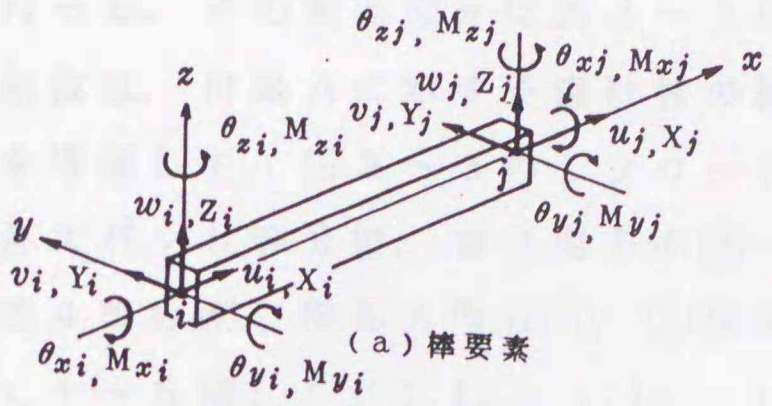
３．１　弾性立体解析法

解析は柱・はりを図３－１（ａ）に示す棒要素，スラブ・壁を同図（ｂ）に示す面外方向の剛性を有しない置換トラス要素（ラーメンタイプのトラス）に分割して行った。

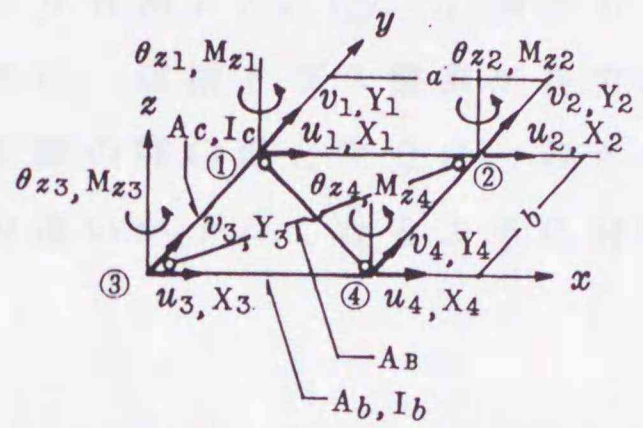
通常，スラブははりに，壁は柱に対して偏心して接合している。この影響について予備計算で１層建物を例に検討したところ，屋根スラブが屋根ばりに偏心接合した場合，屋根スラブを考慮した屋根ばりの曲げ剛性が増大し桁行方向変位は偏心のない場合より数％小さくなり，反対に壁が柱に偏心接合している場合には壁の水平変位拘束力が弱まり，桁行方向変位は数％増大する傾向がみられた。設計図書によれば，北大工学部Ａ棟も桁行方向の壁の多くは柱に対して偏心接合しているが，予備計算の結果を参照し，偏心による影響は互いに相殺されるものと考え，柱・壁およびスラブ・はりは，図３－２に示すように互いに材軸で直結しているものと仮定した。このため，図中に点を打って示した両者の接合部の要素剛性が二重に評価されるが，結果に及ぼす影響は小さい。

なお，解析にあたってポアソン比は$\nu = 1/6$,基礎については基礎ばりの剛性は考慮するが基礎の移動はない半固定と仮定した。さらに，温度伸縮は部材の長さ方向にのみ生ずるものとし，柱・はりの幅，せい方向およびスラブ・壁の板厚方向には生じないものと仮定した。

ヤング係数をＥ，建物の温度膨張係数をα，部材温度をθとおくと計



（a）棒要素



$A_B = \nu\, t\, d^3 / 2\, a\, b\, (1-\nu^2)$

$A_b = b\, t\, (1-\nu\, a^2/b^2)/2\,(1-\nu^2)$　　ν = ポアソン比

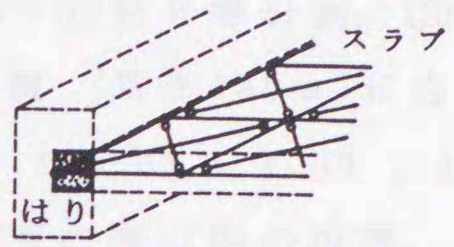
$A_c = a\, t\, (1-\nu\, b^2/a^2)/2\,(1-\nu^2)$　　t = 板厚

$I_b = a^2 b\, t\, (1-3\,\nu)/24(1-\nu^2)$　　$d = \sqrt{a^2+b^2}$

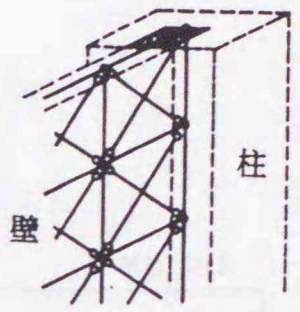
$I_c = a\, b^2 t\, (1-3\,\nu)/24(1-\nu^2)$

（b）置換トラス要素

図３－１　解析に用いた要素



(a)



(b)

図３－２　部材の接合

算上応力は $E\alpha\theta$，変形は $\alpha\theta$ を単位の一部に含むので，E，α は単位として計算した。ただし，α はコンクリートの材料特性に同じであると仮定し，後述の計測結果との比較においては，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[5]２章５条に掲載されている $\alpha = 10 \times 10^{-6}\,(1/^\circ C)$ の値を解析値に考慮した。このような値を仮定したのは，建物の管理上の問題から試験体を採取し α を実測することが出来なかったこと，および α が異なる値 α' をとる場合には本解析が弾性解析であるから解析値を α'/α 倍すればよく，換算が容易になるからである。

３．２　解析結果の検討

（１）　北大工学部Ａ棟の解析例

(a) 解析モデル

解析は，第２章の図２－１に示した北大工学部Ａ棟の全ブロックにつ

いて行った。その断面諸元は表３－１に示すとおりである。

分割数は，付録Ａに示す予備計算の結果，計算機容量および要素の辺長比を考慮して，図３－３のＩブロックの建物の例に示すように，桁行方向各スパン５等分割，はり間方向Ⓐ～Ⓑおよび Ⓒ～Ⓓ間８等分割，Ⓑ～Ⓒ間４等分割，階高方向はⒶ，Ⓓ構面の開口部位置（高さ185cm）に合わせて１～５階；１：1.12：1.12：１，６階；１：1.09：1.09：１の比で４分割した。Ⓑ，Ⓒ構面およびはり間方向構面の開口部の位置，大きさは，置換トラス要素が長方形であるため，上記の分割の制約を受けて実際の開口部と完全に一致させることは出来なかったが，できるだけその違いが少なくなるように努めた。

表３－１　解析モデルの主要部材断面リスト

単位（cm）

部材／階	柱 $C_X \times C_Y$		はり B×D		
			桁行方向梁		梁間方向梁
	Ⓐ，Ⓓ通り	Ⓑ，Ⓒ通り	Ⓐ，Ⓓ通り	Ⓑ，Ⓒ通り	
R階	－	－	※）20～35×65 (25)	30×55	30×70
6階	50×70	50×60	25～40×70 (30)	30×70	30×70
5階	55×70	55×65	25～40×70 (30)	30×70	30×70
4階	55×70	55×70	30～45×70 (35)	35×70	30×70
3階	60×70	55×70	30～45×70 (35)	40×70	30×70
2階	65×70	60×70	30～45×70 (35)	45×70	30×70
1階	65×70	60×70	35～50×120 (40)	30×70	30×90

桁行方向壁Ⓐ，Ⓓ通り壁厚：10
開口周比：0.7

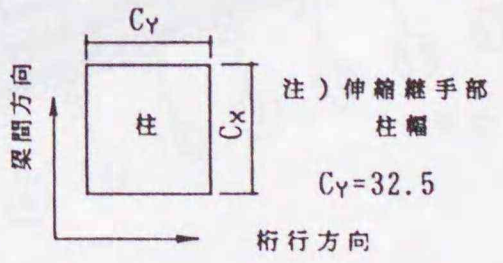
〃　Ⓑ，Ⓒ通り壁厚：10

梁間方向壁厚　１，２階：20

〃　３階：18

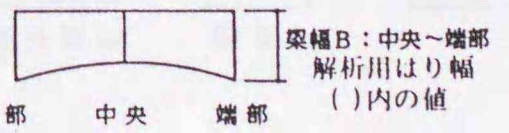
〃　４，５，６階：15

スラブ厚：各階10



注）伸縮継手部
柱幅
C_Y=32.5

※）桁行方向梁Ⓐ，Ⓓ通り



梁幅B：中央～端部
解析用はり幅
（）内の値

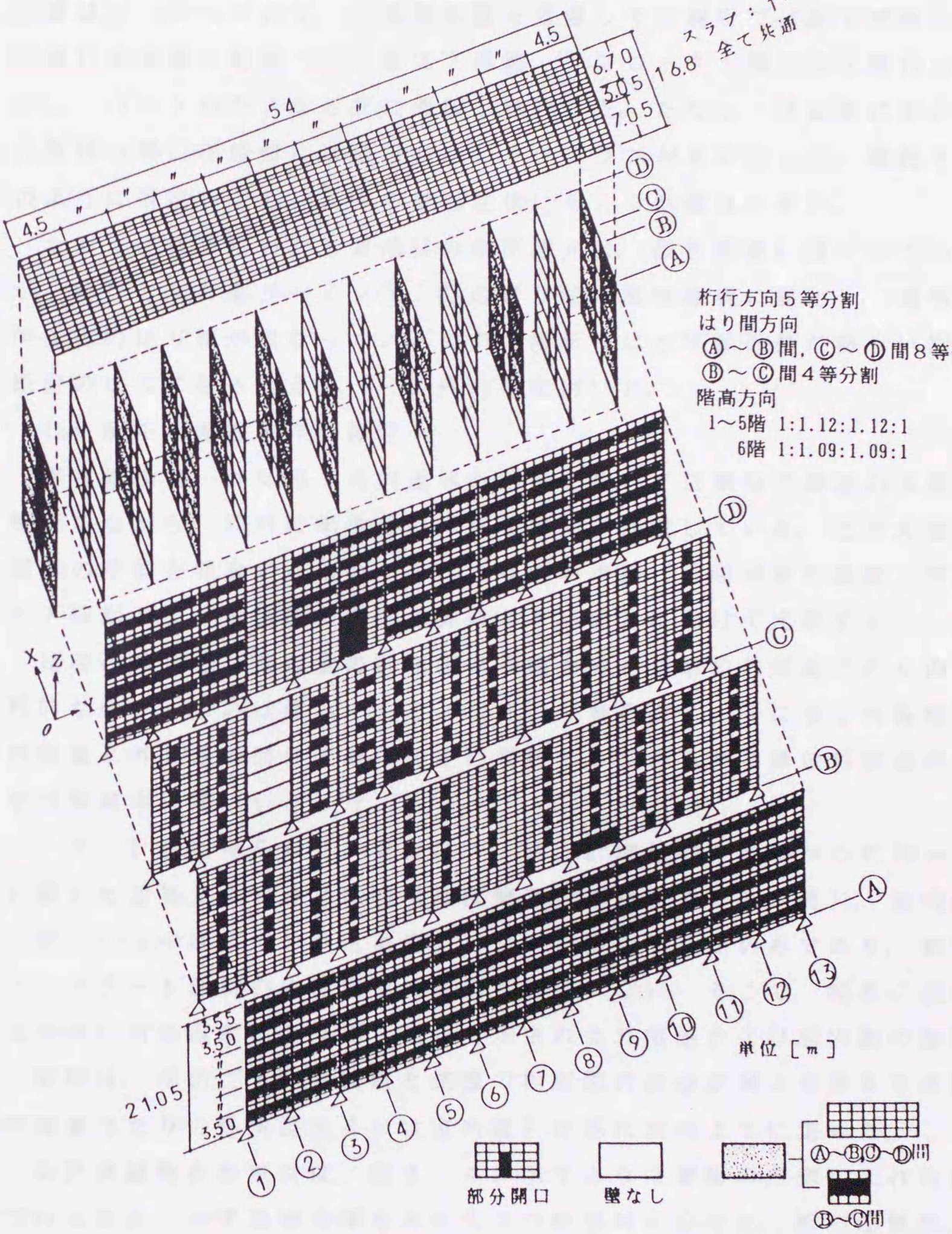


図３－３　解析モデルの分割形状（Ｉブロック建物の例）

また，予備計算によれば，屋上の庇のはね出し(1.5m)が変位に及ぼす影響は小さかったので，計算機容量を考慮して本解析では庇を無視した。同様に地下階の配管ピット兼地下通路，Ⅱブロック1階正面玄関のはね出し，ペントハウスならびに階段も無視した。ただし，平面図に示された階段の開口部位置には階段のかわりにスラブがあるとした。階段をこのように仮定しても，全体の変形性状に与える影響は小さい。

なお，解析で用いた主要部材の断面諸元は，設計図書に基づいているが，桁行方向の側ラーメンⒶ，Ⓓのはり幅は放物線状に変化し，端部と中央部のはり幅が異なっているので，解析では水平断面積が等しい矩形断面のはりに置き換えた（　）内の値を用いた。

(b) 解析用温度条件の設定

実在建物は，外気温，室内温等の影響を受けて日単位の周期の伸縮を繰返しながら，同時に年単位の大きな周期で伸縮している。この大きな周期の挙動を前章にならい，1年を4つの季節（非暖房期の温度上昇期と下降期および暖房期の温度上昇期と下降期）に分けて比較する。

比較の都合上，伸縮量の計測値は季節を通じた単位外気温当たりの平均的な伸びあるいは縮みであるとして，前章の表2－4に示した各階の伸縮量と外気温の回帰直線の勾配の逆数として得られる単位外気温当たりの伸縮率に等しいとした。

一方，計測で得られた外気温は，1点（計測建物の南端から約70m南に離れた建築工学科建築環境学講座管理の百葉箱での測定値），室内温（詳しくは中廊下での測定温度）は2～6階の10点のみであり，鉄筋コンクリート部材の内部温度は計測されていない。そこで，解析に必要な部材の有効温度は各季節を通じて均された外気温および室内温の変動（実際は，季節ごとの伸縮量と気温の相関図の回帰直線より求まる単位伸縮量当たりの外気温あるいは室内温）を基に次のように定めた。

本計測建物の断熱材は，図3－4に示すように建物の内側に入れられているため，先ず建物全体を大きく3つの領域に分けた。即ち①屋根スラブおよび屋根ばりの領域，②外壁およびその構面内の柱・はりの領域，③上記以外の建物の内部構面の領域，の3つに分けそれぞれの領域内の

部材温度は全て同じであると仮定して有効温度の組合せ条件を考えた。実際はこのように単純な温度条件下になかろうが，室内温等の計測にも限界があり，これ以上複雑な領域に分ける根拠も見当たらない。

そこで先ず，両極端な条件として温度条件Ⅰ，Ⅱを設定した。

Ⅰ）全部材が単位外気温当たりの室内温の変化量θaに同じ。

Ⅱ）全部材が単位外気温（即ち１）に同じ。

このように解析で部材に与える温度を１およびθaとしたのは，計測値を先に述べたように各季節の外気温を基準として求めた伸縮率に等しいとしたので，これにあわせるために解析用温度条件もすべて各季節を通じて均した外気温の変動で基準化する必要が生じたためである。なお，このときの室内温は領域分けの都合上，各階の合計10点で得られた室内温の平均値とした。

次に，図３－４に示した断熱材の入れ方を考慮して上記の３つの領域の温度条件について次のように考えた。

(a) 領域３の建物の内部構面の部材温度条件は，θa（単位外気温当たりの室内温の変化量）に等しい。

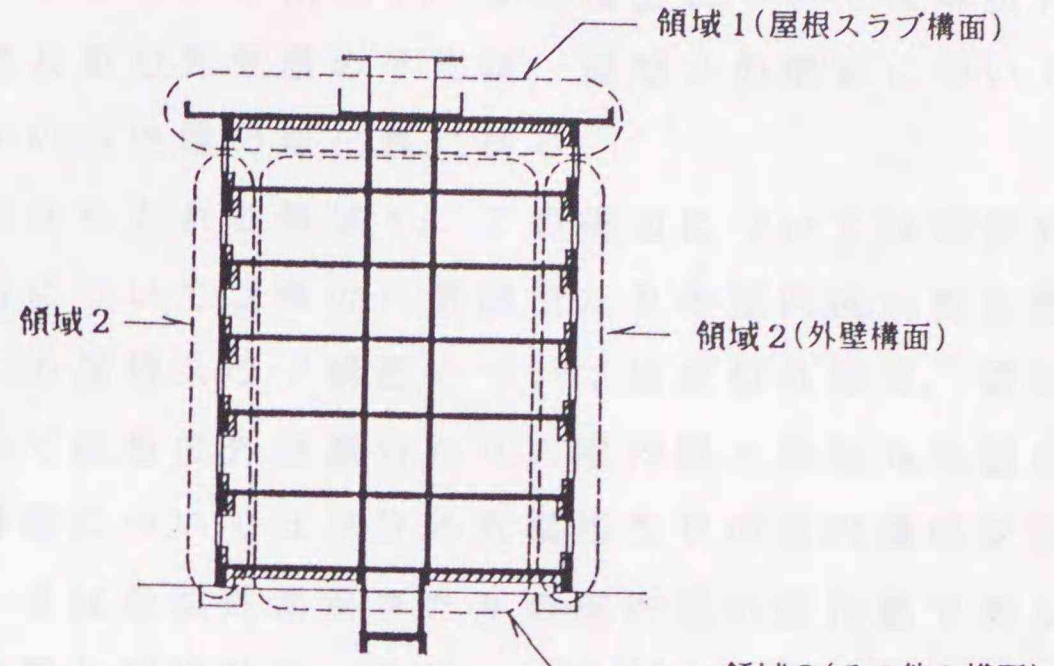
(b) 領域１の屋根スラブ構面については，断熱材が室内側に設けられているので，１あるいはθbの２通りとする。

ここに，θb=(1+θa)/2:外気温と室内温の両者の影響を平均的に受けることを想定した値

(c) 領域２の外壁構面については，大きな開口面積に伴う断熱材の欠損部分があるので１，θb，θaの３通りとする。

以上の(a)～(c)から，６通りの組合せが求まる。これらの内（屋根スラブ構面，外壁構面，建物の内部構面）=（θb，１，θa）の条件については断熱材の欠損を考慮すると，屋根スラブ構面がθbで外壁構面が１となることは考え難い。また，同様に（θb，θa，θa）の条件は，先の条件Ⅰ（θa，θa，θa）と（θb，θb，θa）の中間的な条件であるからこれらとの差は小さいと判断し省略することにした。したがって，次に示す残り４とおりの温度条件を先の２つに加えて表３－２に示す合計６とおりの温度条件を設定した。

斜線部：断熱材 スタイロフォーム 25mm厚



断面図

図３－４　解析用温度条件を定めるための領域分割

表３－２　解析で用いた温度条件

部位 / 温度条件	屋根スラブ構面	外壁構面	左記以外の構面	備考
Ⅰ	θ_a	θ_a	θ_a	全部材一様温度昇降
Ⅱ	1	1	1	
Ⅲ	1	θ_a	θ_a	θ_a：単位外気温当たりの室内温の変化量
Ⅳ	θ_b	θ_b	θ_a	
Ⅴ	1	1	θ_a	$\theta_b=(1+\theta_a)/2$
Ⅵ	1	θ_b	θ_a	

表３－３　各季節の単位外気温当たりの室内温の変化量θａ　計測時刻10時

非暖房期		暖房期		非暖房期		暖房期
温度上昇期 59年 5/1~8/11	温度下降期 59年 8/12~10/20	温度下降期 59年 60年 10/21~1/24	温度上昇期 60年 1/25~4/30	温度上昇期 60年 5/1~8/11	温度下降期 60年 8/12~10/20	温度下降期 60年 61年 10/21~1/24
0.66	0.64	0.26	0.30	0.47	0.59	0.28

Ⅲ）　領域１の屋根スラブ構面については単位外気温，その他の領域の構面については単位外気温当たりの室内温の変化量に同じ。

Ⅳ）　外気にさらされる領域１，２の構面については単位外気温当たりの室内温と単位外気温の平均値，領域３の構面については単位外気温当たりの室内温の変化量に同じ。

Ⅴ）　外気にさらされる領域１，２の構面については単位外気温，領域３の構面については単位外気温当たりの室内温の変化量に同じ。

Ⅵ）　領域１の屋根スラブ構面については単位外気温，領域２の外壁構面については単位外気温当たりの室内温と単位外気温の平均値，領域３の構面については単位外気温当たりの室内温の変化量に同じ

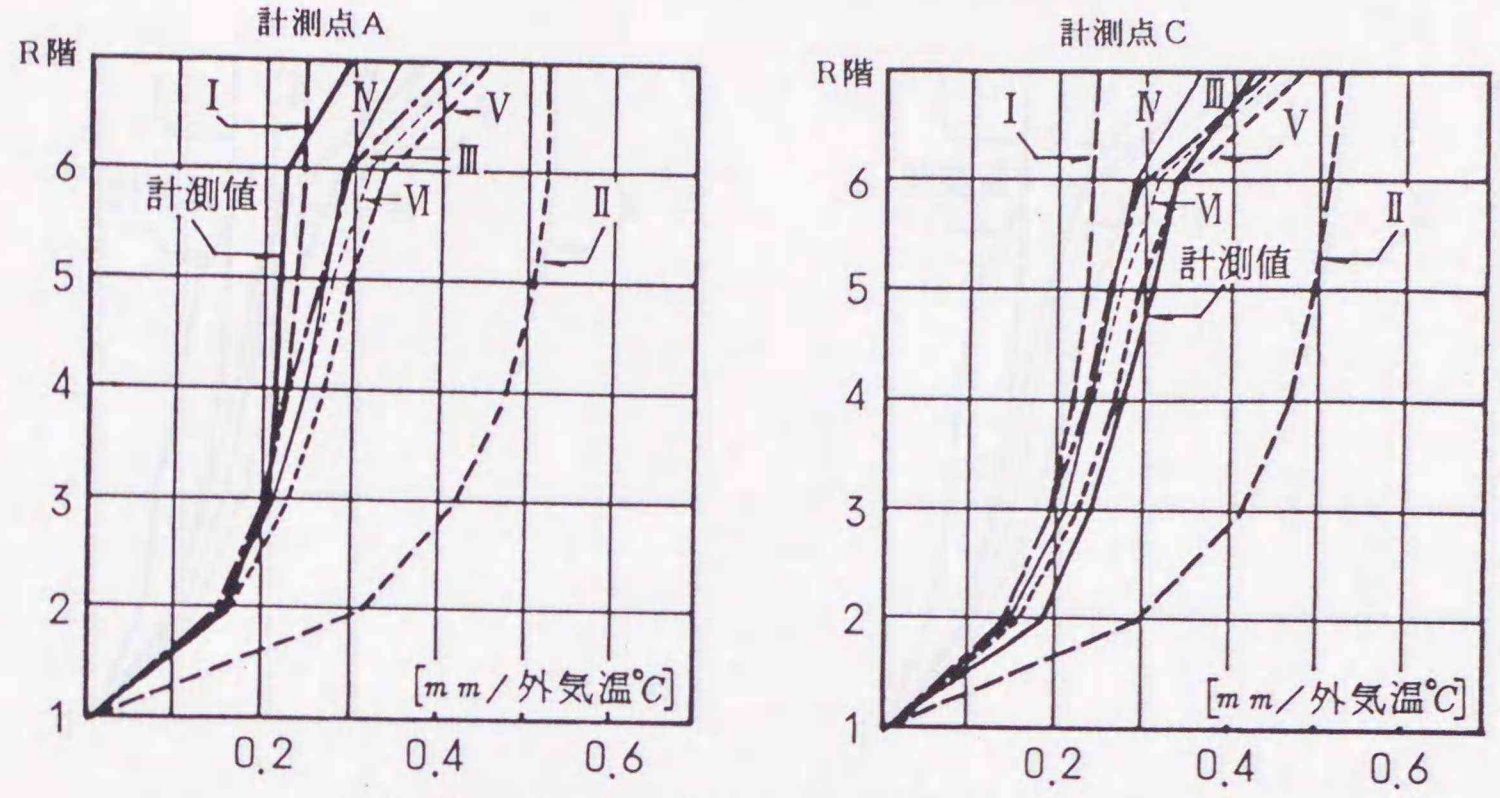
なお，表３－３は単位外気温当たりの室内温の変化量である。

(c) 計測結果と解析結果の比較

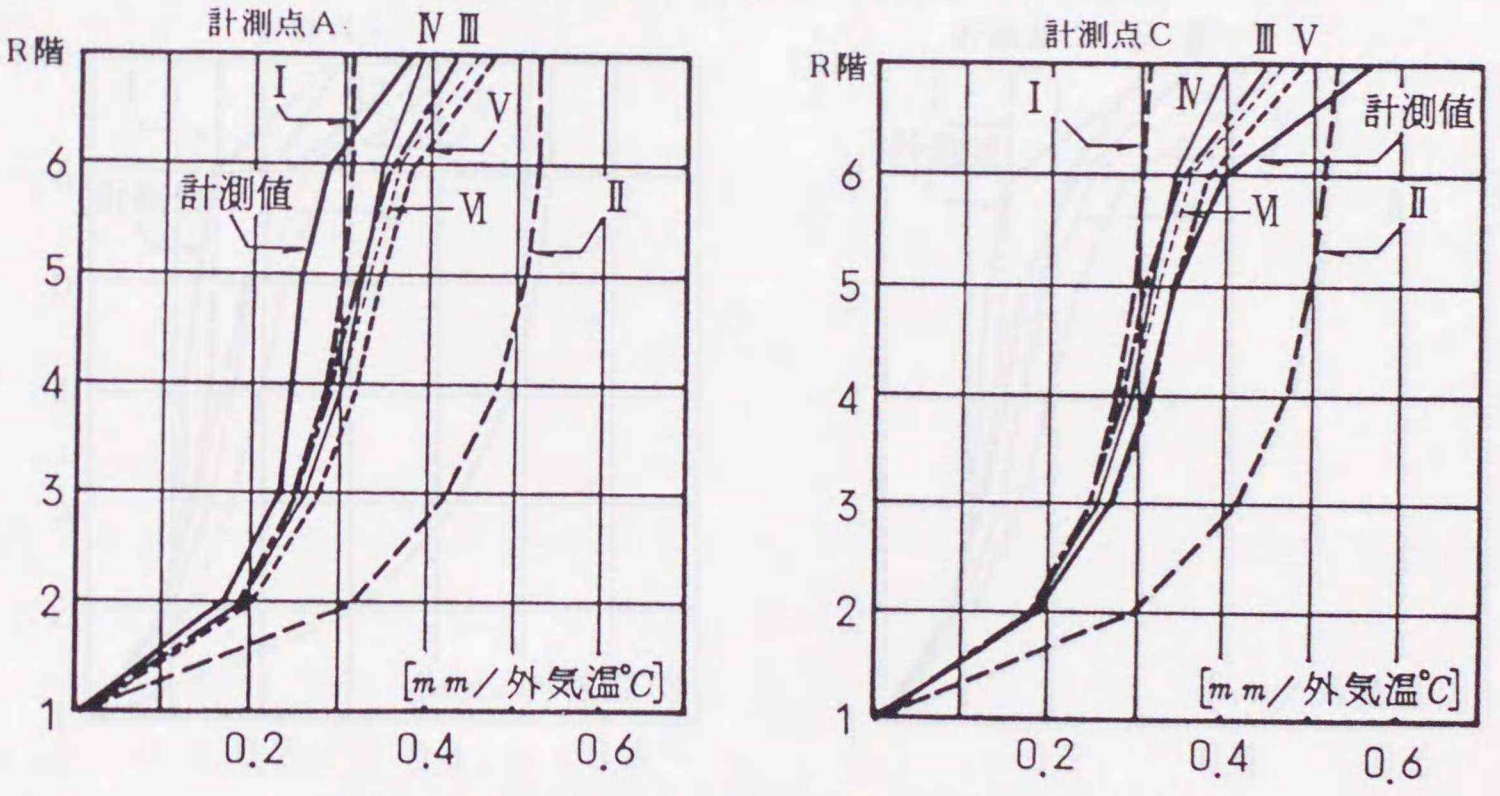
図３－５，６は，横軸に単位外気温当たりの伸縮量（床レベルの桁行方向水平変位），縦軸に階数をとり，計測点Ａ，Ｃ（Ｒ階はＡ’，Ｃ’），計測時刻10時の１年間（昭和60年1月25日～61年1月24日）の計測値と温度条件Ⅰ～Ⅵの解析値を示したものである。なお，計測点Ｂ，Ｄは夫々Ａ，Ｃとほぼ同様の傾向を示したので図を省略し，表３－４にその値を掲げた。　全計測期間のうち前半部（昭和59年4月9日～60年1月24日）の図表を省略したのは，計測点ＢのＲ階の計測結果がないことと，Ａ，Ｃ，Ｄ点の前半部の傾向が後半部とほぼ同様であったことによる。また，計測時刻16時についての傾向は，10時の場合と同様であったので省略した。

同図によれば，全部材が単位外気温に同じとしたⅡは，非暖房期，暖房期のいずれも計測結果より明らかに大きく，単位外気温当たりの室内温の変化量に同じとしたⅠの方が計測結果と良い対応を示している。しかし，Ⅰの層間変位（ある階の床レベルの伸縮量と直上あるいは直下階の床レベルの伸縮量の相対変位差）は最上階に近づくにつれて小さくなるのに対し，計測結果の層間変位は最上階で再び大きくなっている。

次に非暖房期と暖房期に分けて解析値Ⅲ～Ⅵについて検討する。図３－５に示した非暖房期の計測結果は，全階とも計測点Ｃの方がＡ点よりも大きく，Ｒ階で約 1.3倍であった。これは，前章でも述べたように建



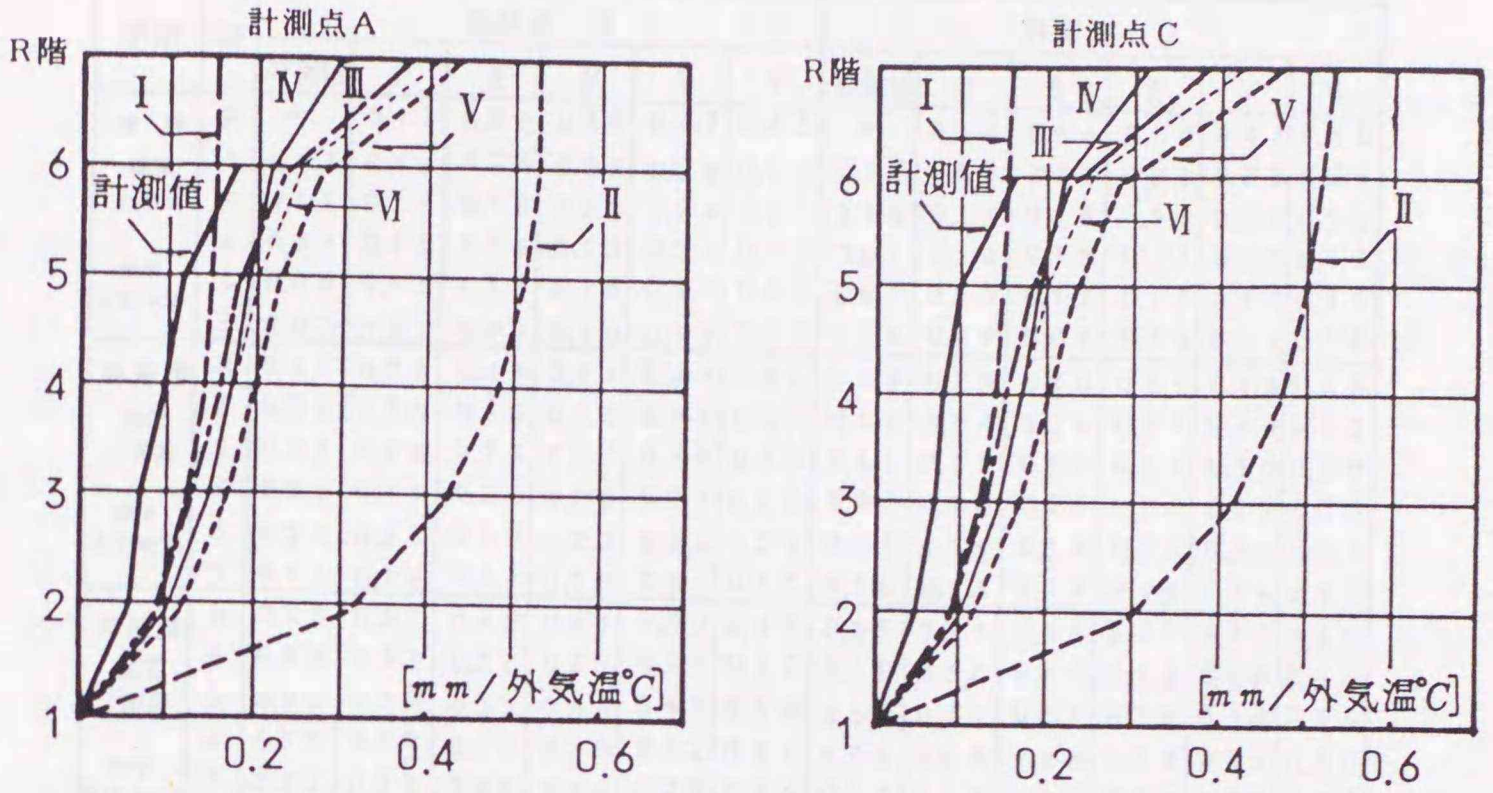
（a）非暖房温度上昇期（60年5月1日～8月11日）



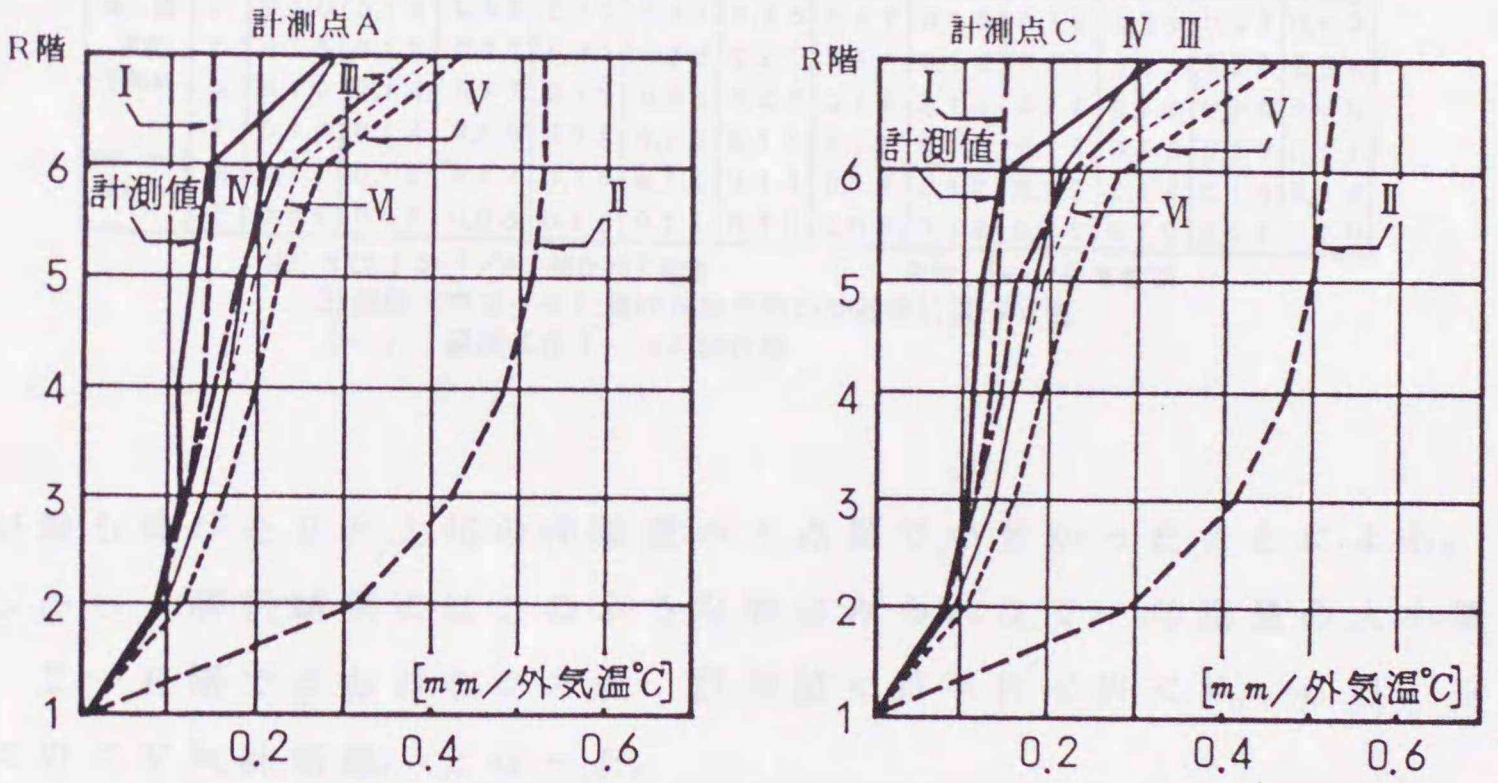
（b）非暖房温度下降期（60年8月12日～10月20日）

計測値：表２－４に掲げた各季節の伸縮率に基づく値
Ⅰ～Ⅵ：温度条件Ⅰ～Ⅵの解析値

図３－５　単位外気温当たりの各階伸縮量の計測値と解析結果
（非暖房温度上昇期および下降期，計測時刻１０時）



（a）暖房温度上昇期（60年1月25日～4月30日）



（b） 暖房温度下降期（60年10月21日～61年1月24日）

計測値：表２－４に掲げた各季節の伸縮率に基づく値
Ⅰ～Ⅵ：温度条件Ⅰ～Ⅵの解析値

図３－６　単位外気温当たりの各階伸縮量の計測値と解析結果
（暖房温度上昇期および下降期，計測時刻１０時）

表３－４　単位外気温当たりの季節別各階伸縮量の計測値と解析結果

計測時刻１０時

季節	階	計測点 B						計測点 D					
		計測値	I	III	IV	V	VI	計測値	I	III	IV	V	VI
暖房温度上昇期 60年 4/25~4/30	R	—	0.17	0.39	0.32	0.47	0.43	—	0.16	0.36	0.30	0.44	0.40
	6	0.17	0.16	0.23	0.22	0.28	0.26	0.16	0.15	0.22	0.22	0.28	0.25
	5	0.11	0.15	0.18	0.20	0.24	0.21	0.10	0.15	0.18	0.19	0.23	0.20
	4	0.09	0.15	0.16	0.18	0.21	0.18	0.07	0.14	0.15	0.17	0.20	0.18
	3	0.08	0.13	0.13	0.15	0.17	0.15	0.07	0.12	0.12	0.15	0.17	0.15
	2	0.07	0.09	0.09	0.10	0.12	0.10	0.06	0.09	0.09	0.10	0.11	0.10
非暖房温度上昇期 60年 5/1~8/11	R	0.31	0.26	0.43	0.37	0.49	0.46	0.46	0.25	0.40	0.35	0.46	0.43
	6	0.23	0.25	0.30	0.30	0.34	0.32	0.34	0.24	0.29	0.29	0.34	0.32
	5	0.22	0.24	0.26	0.27	0.30	0.28	0.31	0.23	0.25	0.27	0.30	0.28
	4	0.21	0.23	0.24	0.25	0.27	0.25	0.27	0.20	0.23	0.24	0.27	0.25
	3	0.21	0.20	0.20	0.22	0.23	0.22	0.24	0.19	0.19	0.21	0.23	0.21
	2	0.16	0.14	0.14	0.15	0.16	0.15	0.18	0.14	0.14	0.15	0.16	0.15
非暖房温度下降期 60年 8/12~10/20	R	0.39	0.32	0.45	0.41	0.50	0.48	0.55	0.31	0.43	0.39	0.47	0.45
	6	0.28	0.31	0.36	0.35	0.39	0.37	0.39	0.30	0.34	0.34	0.38	0.36
	5	0.25	0.30	0.32	0.33	0.35	0.34	0.35	0.29	0.31	0.32	0.34	0.33
	4	0.25	0.29	0.29	0.30	0.32	0.31	0.32	0.28	0.28	0.29	0.31	0.30
	3	0.22	0.25	0.25	0.26	0.28	0.26	0.27	0.24	0.24	0.26	0.27	0.26
	2	0.16	0.18	0.18	0.19	0.20	0.19	0.19	0.17	0.17	0.18	0.19	0.18
暖房温度下降期 60年 61年 10/21~4/21	R	0.30	0.15	0.38	0.31	0.47	0.43	0.29	0.15	0.36	0.29	0.43	0.40
	6	0.15	0.15	0.22	0.21	0.28	0.25	0.16	0.14	0.21	0.21	0.27	0.24
	5	0.12	0.14	0.17	0.19	0.23	0.20	0.14	0.14	0.17	0.18	0.23	0.20
	4	0.12	0.14	0.15	0.17	0.20	0.17	0.11	0.13	0.14	0.16	0.19	0.17
	3	0.11	0.12	0.12	0.14	0.16	0.14	0.10	0.12	0.12	0.14	0.16	0.14
	2	0.09	0.09	0.08	0.10	0.11	0.10	0.09	0.08	0.08	0.10	0.11	0.10

注）IIはIの$1/\theta_a$倍なので省略　　単位　[mm／外気温℃]

計測値：表２－４に掲げた各季節の伸縮率に基づく値

I～VI：温度条件I～VIの解析値

物が最も伸びた８月上旬の伸縮量がA点側で小さかったことによる。

しかし，解析結果にはこのような差はみられなく，伸縮量の大小関係は，２～６階ではおおむねA点：計測値＜III≒IV＜VI＜V，C点：III≒IV＜VI＜V≒計測値，となった。

最上階の層間変位に着目すると，解析値IVよりもIII，V，VIの場合（いずれも屋根スラブ，屋根ばりの温度条件が単位外気温に等しいとした場合）に計測値と良い対応を示すことが認められる。これは，計測建物がコンクリートと一体化して打ち込まれた断熱材（25mm厚のスタイロフォーム）を屋根スラブの建物内側に有し，屋根スラブが室内温の変動の影響を受けにくかったことによるためと考えられる。

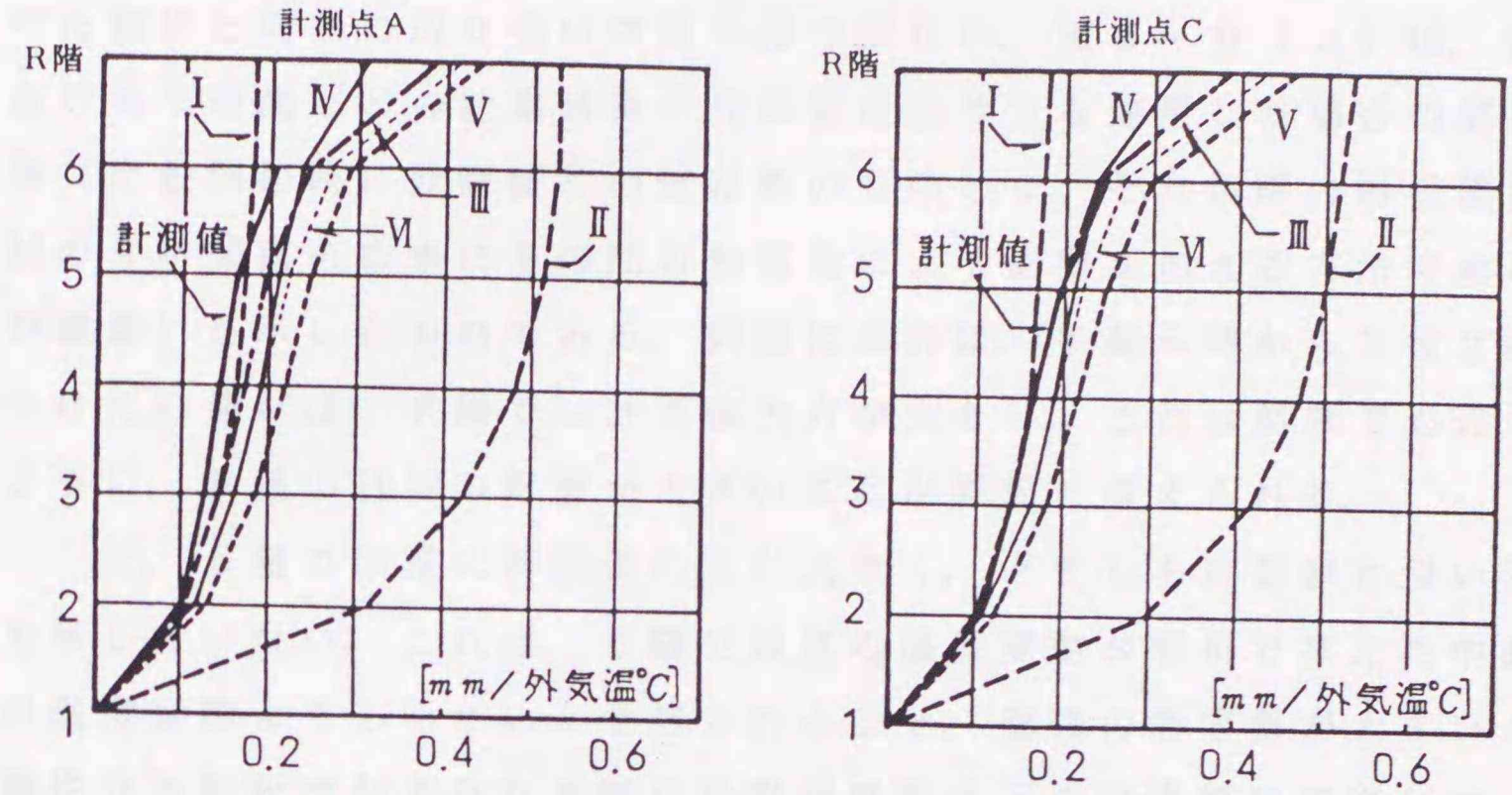
一方，図３－６に示した暖房期における伸縮量の大小関係は，２～５階：計測値＜Ⅲ＜Ⅳ≒Ⅵ＜Ⅴ，Ｒ階：計測値≒Ⅳ＜Ⅲ＜Ⅵ＜Ⅴであり，全階を通じ計測値が最も小さかった。暖房期の全ての解析値が計測値よりも大きく評価された原因は，次のように考えられる。計測建物の居室内温度が日中ほぼ一定温度になるよう調整されているのに対し，計測では便宜上，中廊下で測定した温度を室内温としていた。実際の建物内の部材温度の変動は両者の影響を受けていると考えられるが，解析では真の値よりも大きめの部材温度変動の評価につながると予想される中廊下の計測から得られた温度変動を用いたからと思われる。

最上階の層間変位は，おおむねⅣ＜計測値≒Ⅲ≒Ⅴ≒Ⅵの関係にあり，屋根スラブおよび屋根ばり構面は，非暖房期と同様，６階の室内温の影響よりも外気温の影響を大きく受けている様子が推察される。

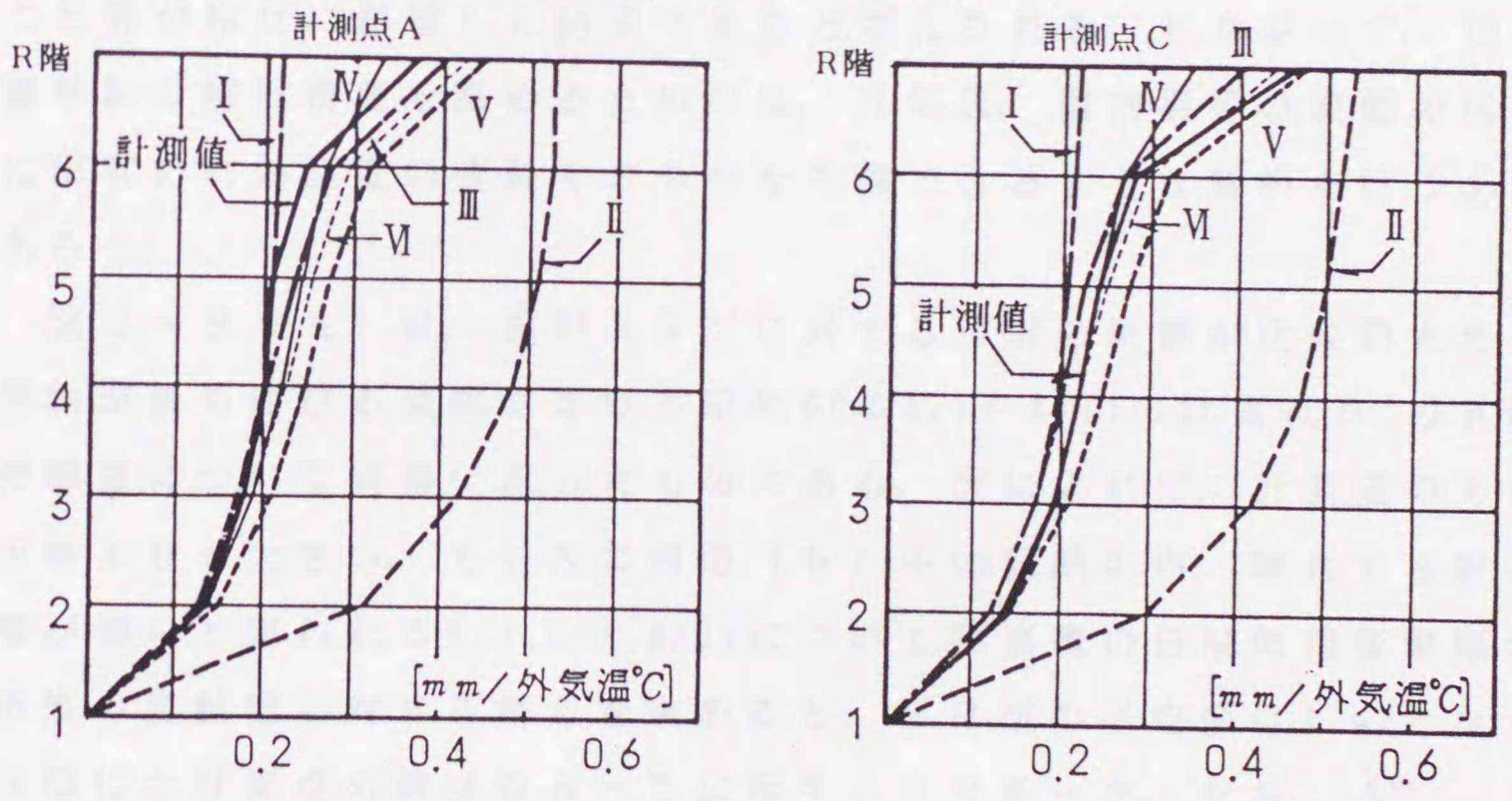
以上，比較可能な計測点の数は限られて，解析値も建物の温度膨張係数αを10×10^{-6}(1/°C)とした場合の値であり，αが異なる場合には換算も必要であるが，合計６とおりの解析値の中では，温度条件Ⅲがおおむね計測値に近似しているように思われる。

ただし，温度条件Ⅲ，Ⅴ，Ⅵの結果の違いは僅かであり，αの仮定値をどのように設定するかの方が解析結果に及ぼす影響が大きいといえる。本章では部材の有効温度の変動を季節を通じて均した外気温，室内温の変動に同じとして扱い，$\alpha=10\times10^{-6}$(1/°C)と仮定したが，別の見方をすればこの計算結果は $\alpha=12\times10^{-6}$(1/°C)と仮定して部材の有効温度の変動が先に示した外気温，室内温の変動の(1/1.2)倍であるとした結果であるとも解釈できる。部材の有効温度については次章で検討を加える。

図３－７は，１年を外気温の変動によって温度上昇期と温度下降期の２つの季節に分けて計測値と比較した結果である。この図に示された温度条件Ⅲ～Ⅵは，４つの季節に分けた場合の結果よりも幾分計測値に一致する傾向がみられる。建物の伸縮挙動を大略知るためには，このように１年を２つの季節に分けた計算でも十分であろう。



（a）温度上昇期（60年1月25日～8月11日）



（b）温度下降期（60年8月12日～61年1月24日）

計測値：表２－４に掲げた各季節の伸縮率に基づく値
Ⅰ～Ⅵ：温度条件Ⅰ～Ⅵの解析値

図３－７　単位外気温当たりの各階伸縮量の計測値と解析結果
（温度上昇期および温度下降期，計測時刻１０時）

(d) 弾性立体解析の適用限界

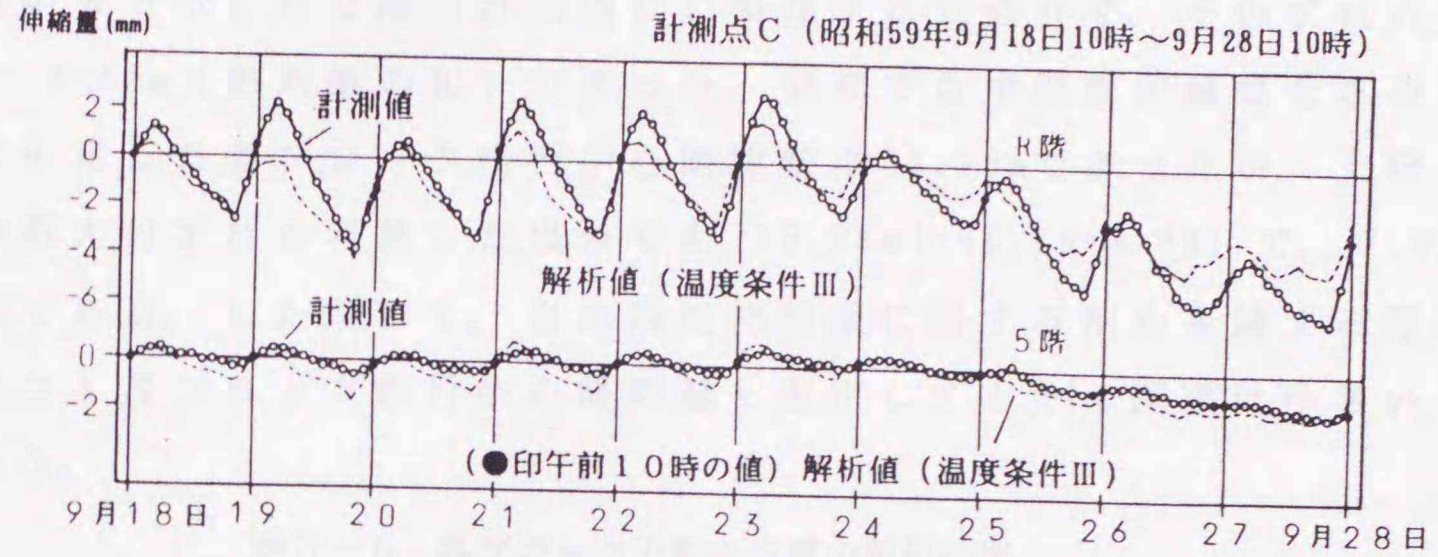
日間の伸縮挙動について論ずる場合には以下に示すように，上記で述べた解析と同様の取り扱いでは十分ではない。図３－８（ａ）は，計測点Ｃの２時間ごとの計測結果と先の温度条件Ⅲを適用した場合の解析結果（比較開始時に計測値との差は無いものとし，それ以降の解析値は直前の２時間前の結果にその間の気温差による影響を加える方法で求めた伸縮量）を示したものである。同図によれば，午前６時から午後２時にかけての伸びは，Ｒ階では計測値の方が大きい。これは前章でも述べたように，Ｒ階の日射の影響が大きいことが原因と考えられる。

一方，５階では逆に解析値の方が大きく，必ずしも計測値と良い対応を示していない。これは，５階では真の温度変動が解析で与えた中廊下の温度変動よりも小さいと予想されること，建物の熱容量が大きいこと，弾性立体解析で与えられる解が特定温度条件下の定常解に相当していること等が相互に影響した結果であると考えられる。したがって，日間伸縮挙動の解析精度を高めるためには，外気温，室内温等の変動の代わりに部材の有効温度の変動そのものを考慮できるような解析を行う必要があろう。

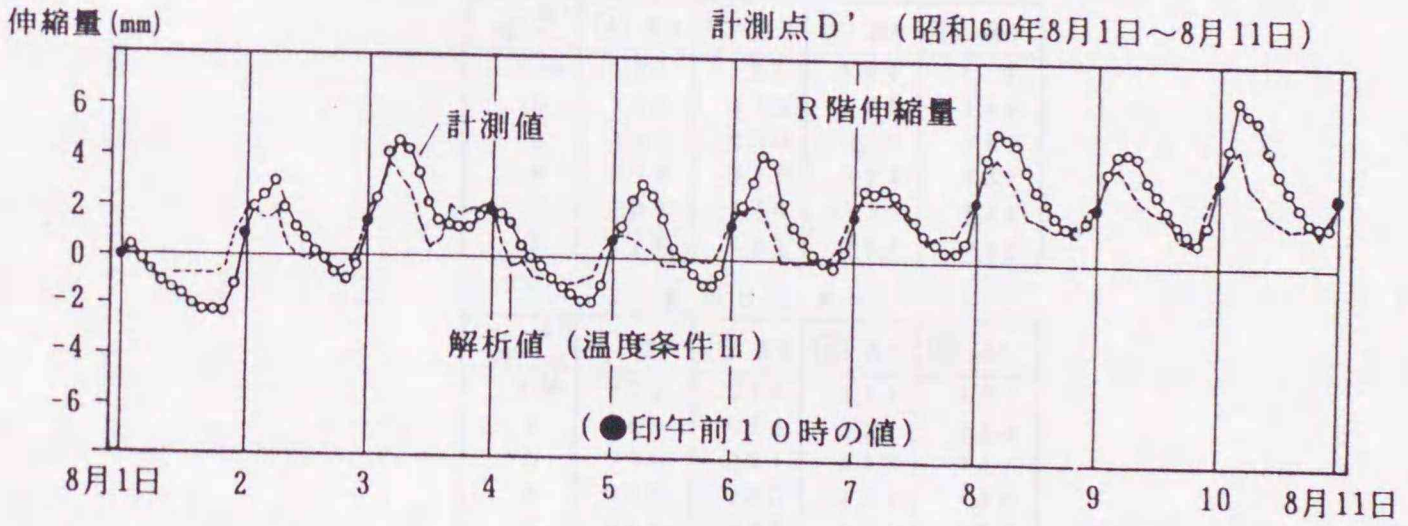
図３－８（ｂ）は，屋根スラブに対する日射の影響が比較的大きく，建物が最も伸びる夏季における昭和60年8/1～8/11の計測点Ｄ'のＲ階の伸縮量について同様に示したものである。図によれば，計測値の方が解析値よりも大きい。ちなみに同図（ｂ）中の記録の内，晴れて日射の影響が強いと思われる8/3,8/8,8/10について実測値の日間伸縮変動幅が解析値の変動幅に対する割合を求めると，３日間の平均値は1.47となった。同様に全計測点の値は表３－５に示すようであった。なお，Ａ'，Ｂ'点側で値が小さいのは第２章で述べたと同じ理由によるものと推測される。

以上，日間伸縮挙動については気温の変動を考慮しただけでは十分な結果が得られないが，長期間の伸縮挙動を対象とした場合には日射の影響が相対的に小さくなり，気温の変動のみ考慮した簡便なデータを与えた本解析方法でも十分な解析結果を期待出来ることが明らかとなった。

従来の研究の多くは骨組全体が一様温度昇降を受けるとした取り扱いであり，暖房期を含めた通年の伸縮挙動について解析的に考察した例はない。しかし，本論のように温度記録を統計処理するなどして適切な部材の温度条件を設定し，その下で弾性立体解析を行えば，鉄筋コンクリート造建物の年間を通じた伸縮挙動を従来より精度良く予測することは十分可能であると考える。



（a）昭和５９年９月の例



（b）昭和６０年８月の例

図３－８　日間伸縮量の計測値と解析結果

表３－５　日間伸縮変動の比（実測値／解析値）

A'点	B'点	C'点	D'点
0.74	0.75	1.55	1.47

注）S60年8/3,8/8,8/10の平均値

(e) 温度伸縮に関与する建物長さの検討

前章では，建物の伸びを不動点が各ブロックの桁行方向中央点にあると仮定して求めた自由温度伸縮値と比較した。表３－６は，温度条件をⅢとして解析で求めた各ブロックの不動点と上記のように仮定した場合とのずれを示したものである。同表によれば，伸縮継手を挟んで互いに向いあった不動点の距離が，前章の仮定から最も大きくずれたところは，表中※で示した２階の計測点Ｂに隣接するⒹ通りで，そのずれの大きさは 3.84m（絶対値の和）であった。前章で自由温度伸縮値を求めるために仮定した各ブロック桁行中心間距離は51.75mであったが，上記 3.84mの最大のずれを考慮した場合でも 55.59m(=51.75+3.84) で，7.4%の違いである。したがって，自由温度伸縮値に対する割合を論ずる際の建物長さを各ブロック桁行中心間距離と仮定してもその誤差は小さいといえよう。

表３－６ 各ブロック不動点位置の解析結果と桁行方向中央点とのずれ

温度条件Ⅲ，計測時刻１０時の解析例
非暖房温度上昇期（昭和５９年５月１日～８月１１日）

Ⅲブロック　　単位［m］

階＼通り	Ⓐ通り	Ⓑ通り	Ⓒ通り	Ⓓ通り
R階	1.07	1.31	1.44	1.74
6	1.09	1.35	1.45	1.67
5	1.07	1.30	1.38	1.59
4	0.98	1.19	1.24	1.37
3	1.09	1.34	1.35	1.14
2	1.29	1.61	1.57	1.16

Ⅱブロック

階＼通り	Ⓐ通り	Ⓑ通り	Ⓒ通り	Ⓓ通り
R階	0.52	0.96	1.16	1.53
6	0.61	0.96	1.16	1.64
5	0.58	0.94	1.10	1.47
4	0.54	1.00	1.13	1.20
3	0.43	0.98	1.11	1.10
2	-0.92	—	—	1.46※

Ⅰブロック

階＼通り	Ⓐ通り	Ⓑ通り	Ⓒ通り	Ⓓ通り
R階	0.36	-0.27	-0.52	-0.94
6	0.38	-0.26	-0.53	-1.21
5	0.32	-0.33	-0.62	-1.30
4	0.28	-0.40	-0.71	-1.45
3	0.22	-0.51	-0.74	-1.80
2	0.00	-0.72	-0.60	-1.38※

桁行方向中央点から北側にずれる場合：正
〃　　南側　〃　　：負

＊最大のずれ3.84m(=2.46+1.38)
：ブロック中心間距離51.75mの7.4%

（２）　３層建物の解析例

既往の研究に掲げた大野和男博士が温度伸縮の計測を行った北海道恵庭市島松の陸上自衛隊北海道補給処敷地内に建つ３層建物（隊舎）[14]について前項と同様の仮定で解析し，計測値と比較した。この建物は桁行スパン長さは均等で，外壁の開口も出入口を除き同じ大きさ，形である。解析は図１－１（ａ）に示した平面図のＩブロック部分を，図３－９に示すように取り出して行った。断面諸元は表３－７に示すとおりである。Ⅱブロックの桁行方向変位は，簡単のためにＩブロックの解析結果を基に桁行方向のスパン数に比例すると仮定し求めた。分割数は桁行方向６等分割，はり間方向Ⓐ～Ⓑ間８等分割，Ⓑ～Ⓒ間６等分割，階高方向４等分割である。ただし，この建物は屋根スラブに木造切妻亜鉛鉄板葺きの置屋根が架けられ，屋根スラブ，屋根ばりが直接外気にさらされていない。このため，先の表３－２に示した温度条件Ⅲ～Ⅵの屋根スラブ構面の値はこの３層建物においては全てθａに等しいとした。その結果，温度条件はⅢとⅠ，ⅣとⅥではそれぞれ互いに等しくなる。

図３－１０は，図１－１（ａ）のＣ点の非暖房温度上昇期の毎日の外気温の極小値と，伸縮量の極小値の計測結果[15]から求めた単位外気温当りの伸縮量（図中□印）と，解析値の関係を示したものである。ただし，□で印した値は，気温と伸縮量の散布図におおよその回帰直線を定めて求めたものであって，前章の計測結果の処理方法とは異なっている。このため原文献[50]にもどって気温，伸縮量について前章同様の統計処理を施した値を図中に○印で併記した。

同図によれば，温度条件Ⅱは○印で示した計測結果に対して大きな値を示したが，その他の解析値はいずれも○印の計測値に対して，２，Ｒ階では良い一致を示した。３階には差がみられるが，文献[15]に先立ち昭和２８年に行われた計測結果[51]を同様に整理すると図３-１１に示すようになり，３階のみ特に異なる現象は生じておらず，おおむね解析結果は計測値と良い対応を示している。なお，温度条件Ⅲ（＝Ⅰ），Ⅳ（＝Ⅵ），Ⅴの相互間の差はほとんどみられない。

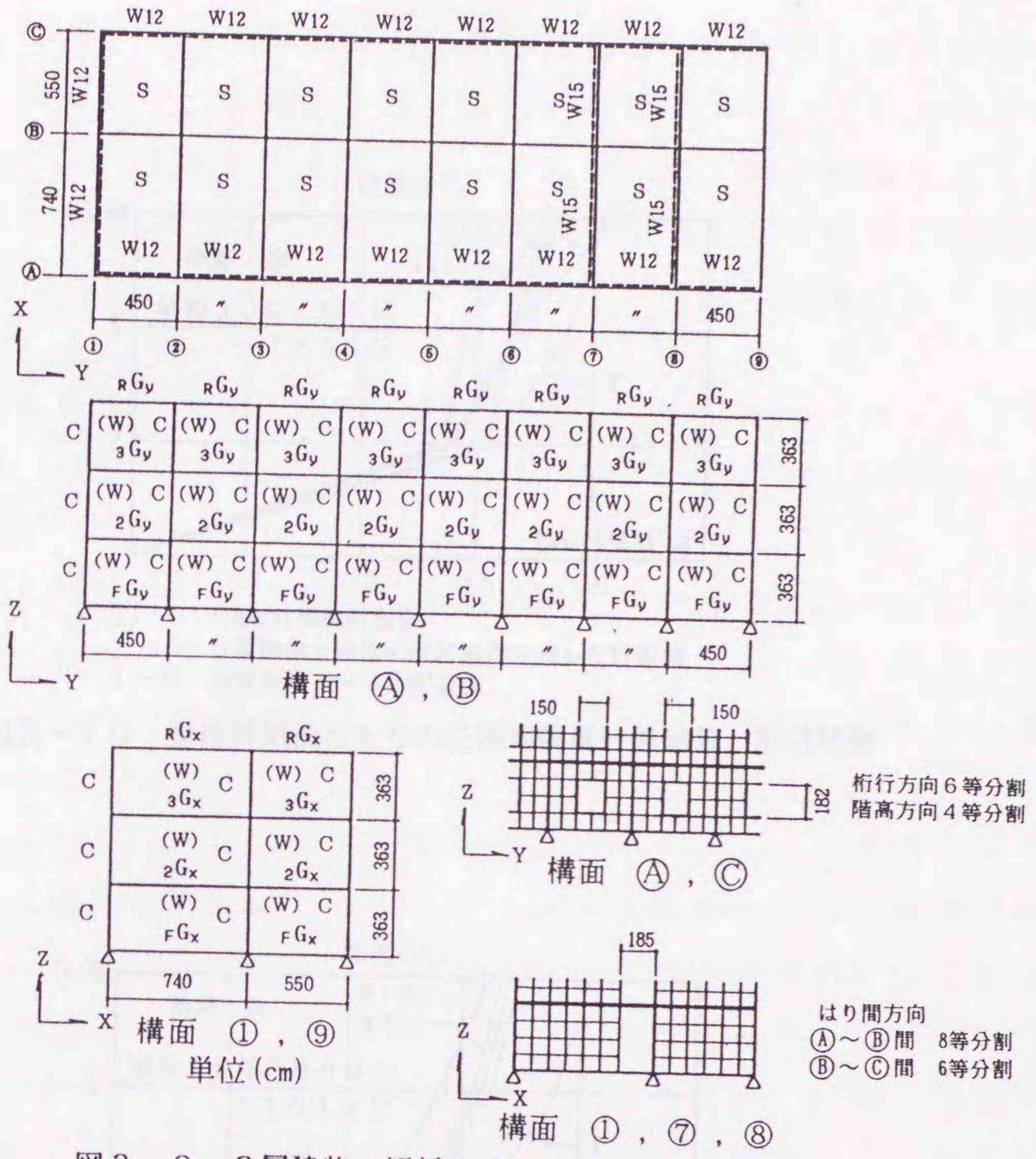
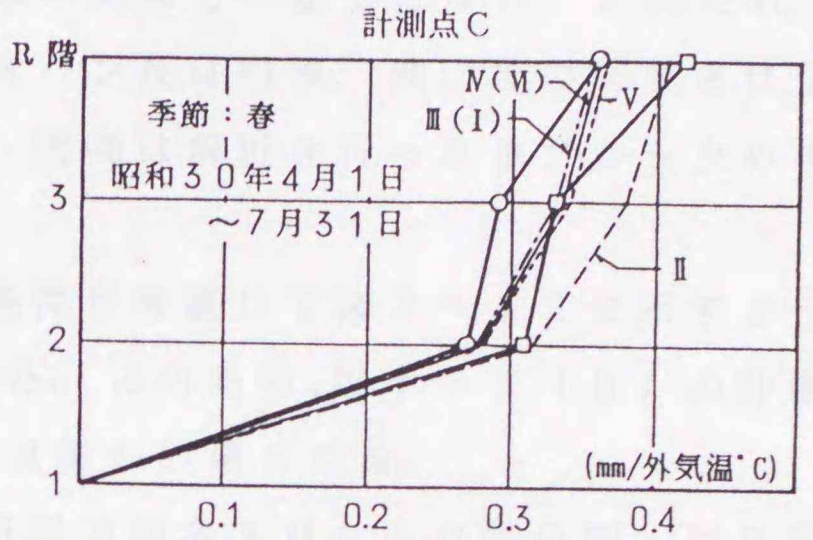


図3－9　3層建物の解析モデル（Iブロック）

表3－7　部材の断面寸法

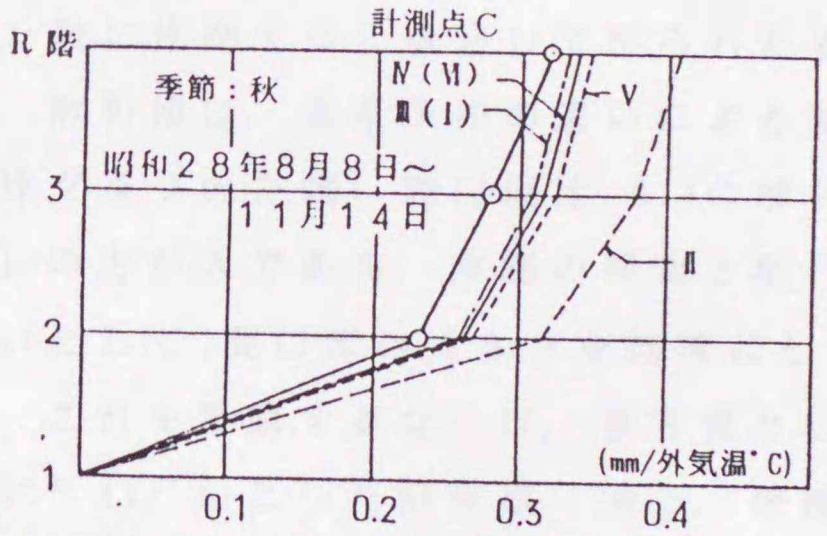
単位(cm)

柱	50×50
伸縮継手部の柱	20×50
はり $_{F}G_{x}$～$_{R}G_{x}$	30×70
はり $_{3}G_{y}$～$_{R}G_{y}$	30×50
はり $_{F}G_{y}$～$_{2}G_{y}$	30×60
スラブ	12
壁 W15	15
W12	12



（注）　ロ：文献15）掲載計測値
　　○：６層建物と同様の統計処理を施した計測値
　Ⅰ～Ⅵ：温度条件Ⅰ～Ⅵの解析値

図３－１０　単位外気温当たりの各階伸縮量計測結果と解析結果



（注）　○：６層建物と同様の統計処理を施した文献51）掲載計測値
　Ⅰ～Ⅵ：温度条件Ⅰ～Ⅵの解析値

図３－１１　単位外気温当たりの各階伸縮量計測結果と解析結果

（３）　１層建物の解析例

同様に先の図１－１（ｂ）に示した１層建物（需品補給庫）の比較も行った。この建物は壁の開口部の大きさ，形状はスパンごとに異なり，傾斜地に建つため階高も一定ではない。このため，解析を容易にするため，桁行方向スパン長は均等，開口部の大きさは全て同じで形状は壁に相似と仮定し，階高は解析を行ったⅢブロックの構造階高に基づき定めた。

解析は対称条件を考慮して図３－１２に示すようにⅢブロックの左下1/4のみを解いた。このため，図１－１（ｂ）の計測点SEとNEあるいはSWとNW の解析値は等しい値となる。

分割数は，桁行方向各スパン１０等分割，はり間方向Ⓐ～Ⓑ間１１等分割，Ⓑ～対称軸間６等分割，階高方向１０等分割とした。また，温度条件ⅠとⅡの解析値の間にはほとんど差はなかったので，その他の温度条件の計算は省略した。

図３－１３に示した解析値は，開口周比を0.4と0.6とした場合のⅢブロック建物の解析値を基に，Ⅰ，Ⅱブロック建物の桁行方向変位は簡単のためにスパン数に比例すると仮定して得られた各計測点の値である。同図によれば，解析値は，温度条件の違いによる差よりも開口周比の違いによる差（棒グラフの左端：開口周比 0.4の解析値，右端：開口周比 0.6の解析値）の方が大である。実際の建物と桁行壁面の開口部の総面積が変わらないとして，開口部の大きさを均等にして求めた開口周比は，0.49となるが，これを考慮するならば，参考値として示した温度膨張係数を$\alpha=12\times10^{-6}$ (1/°C)とした解析値（図中，破線の棒グラフ）は，大胆なモデル化にも拘らず，大略計測値に近い。一方，本建物について側ラーメンのみを取り出し，平面骨組としてスラブの有効幅を考慮して解いた従来の研究[25]によれば，計測点SEの伸縮量の解析値は温度差１°C当たり$\alpha=12\times10^{-6}$(1/°C) と仮定した自由温度伸縮値(0.944mm) の約90%で同図中に◎印で示す0.85mmであった。これより，立体解析を行うことにより著しく解析結果の精度が向上したことが分かる。

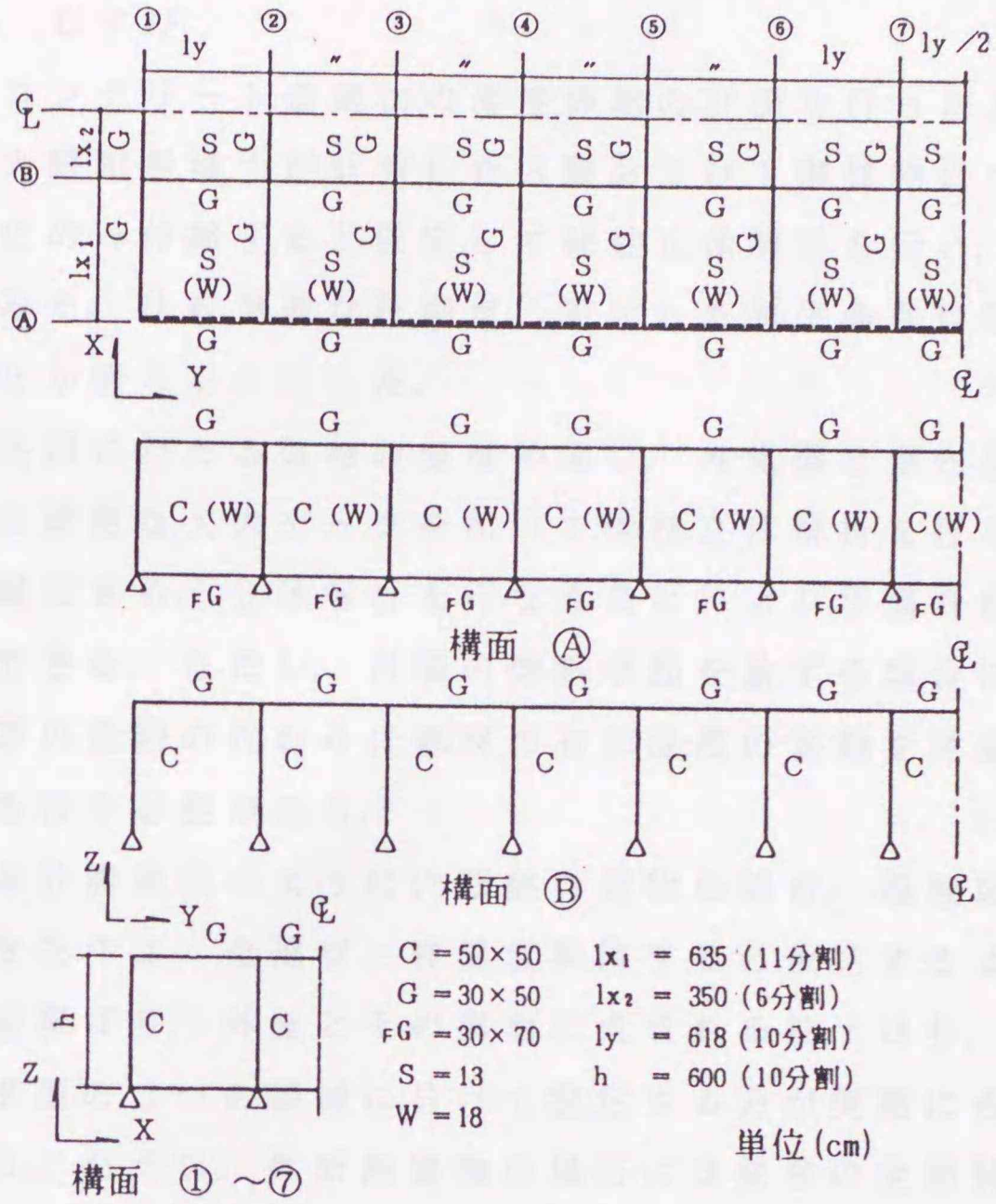


図３－１２　１層建物の解析モデル（Ⅲブロックの1/4)

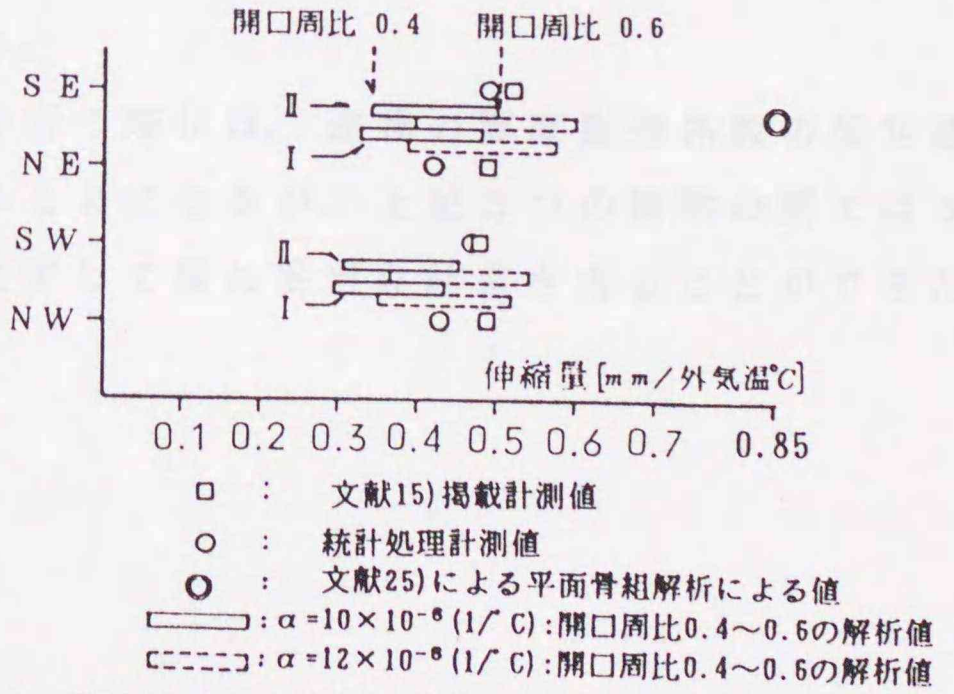


図３－１３　単位外気温当たりのＲ階伸縮量計測結果と解析結果

3．3　むすび

鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮の計測を行った北大工学部A棟ならびに大野和男博士が計測した3層および1層建物について，部材は材軸方向にのみ伸縮すると仮定して弾性立体解析を行い，計測結果との比較を試みた。比較可能な計測点，設定した温度条件は限られているが，次のことが明らかとなった。

(1) 長期にわたる建物の温度伸縮は，外気温と室内温の変化量を考慮した簡便な入力データを用いて弾性立体解析を行うことにより十分把握できる。立体解析を行なうことにより平面骨組の解析結果を改善できる。ただし，日間の伸縮挙動を論ずる場合には外気温，室内温等の変動の代わりに部材の有効温度の変動を考慮できるような解析を行う必要がある。

(2) 本計測建物のように内断熱の建物の場合，温度応答解析用部材の温度条件は，全部材一様温度昇降すると仮定するよりも屋根スラブと屋根ばり，外壁とその構面に含まれる柱・はり，その他の建物内部構面の3つの領域に分けて設定する方が実態に合う結果を期待できる。ただし，外断熱建物の場合には従来の全部材一様温度昇降するとした温度条件に近いものになろう。また，断熱材無しの建物の場合には内断熱建物と同じように領域分けをする方が実態にあうと思われるが，領域相互の温度条件の差は内断熱建物の場合よりも小さくなろう。

なお，解析を行う際には，建物の温度膨張係数の仮定値が解析結果を大きく左右することになるが，上記3つの建物の例では $\alpha = (10 \sim 12) \times 10^{-6}$ (1/°C)と仮定して概ね妥当な結果を得ることができた。

第 4 章

温度伸縮に関与する部材有効温度の推定

鉄筋コンクリート造建物の温度応力を評価するためには，温度応力の解析に際してあらかじめ温度伸縮に関与する部材の有効温度をデータとして与える必要がある。しかし，部材の有効温度は外気温，室内温などの外部要因のみならず建物の断熱仕様，骨組形状，部材断面寸法等様々な内部要因の影響も受けるため，実態にあった有効温度の設定は非常に難しい。

本章は，有限要素法による３次元非定常熱伝導解析が部材の有効温度の推定に有用であることを明らかにしたものである。以下に計算式の誘導，解析法の妥当性を無筋コンクリート部材の内部および表面温度を計測した実験により検証した結果，および実在の建物に上記解析法を適用し部材の有効温度について検討した結果について述べる。

4．1　有限要素法による３次元非定常熱伝導解析の定式化

本節に示す熱伝導方程式の定式化は，O.C.Zienkiewitczの文献[52]に基づき誘導した。Fourier の法則および熱力学の第１法則により，物体の熱伝導率が温度に拘らず一定で物体内部に発生熱量が無い場合の熱伝導方程式は次のように表せられる。

$$\lambda\nabla^2\theta-\rho c\frac{\partial\theta}{\partial t}=0 \qquad (4\text{-}1)$$

ここに，λ：熱伝導係数 (kcal/mh°c)

c：比熱 (kcal/kg°c)

ρ：単位体積質量 (kg/m³)

t：時刻 (h)

したがって，鉄筋コンクリート部材における３次元の熱の流れは直交座標系により次式で与えられる。

$$\lambda\left(\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\theta}{\partial z^2}\right)-\rho c\frac{\partial\theta}{\partial t}=0 \qquad (4\text{-}2)$$

Euler の理論によれば，次の積分 (4-3)式のχの値を最小にするための必要十分条件は，未知関数θが (4-2)式と同じ領域Ω内において微分方程式(4-4)を満足することである。

$$\chi=\int_{\Omega} f\left(x, y, z, \theta, \frac{\partial\theta}{\partial x}, \frac{\partial\theta}{\partial y}\ \frac{\partial\theta}{\partial z}\right)d\Omega \tag{4-3}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\partial f}{\partial(\partial\theta/\partial x)}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\frac{\partial f}{\partial(\partial\theta/\partial y)}\right\}+\frac{\partial}{\partial z}\left\{\frac{\partial f}{\partial(\partial\theta/\partial z)}\right\}-\frac{\partial f}{\partial\theta}=0 \tag{4-4}$$

上記方程式を本節で扱う熱伝導問題に当てはめると，ある特定時刻における状態を解析する場合に適用でき，そのとき(4-4)式は(4-2)式に相当し，次の方程式 (4-5)のχを最小にすることと方程式 (4-2)を解くことが等価となる。

$$\chi=\iiint\left\{\frac{1}{2}\lambda\left[\left(\frac{\partial\theta}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\theta}{\partial y}\right)^2+\left(\frac{\partial\theta}{\partial z}\right)^2\right]+\rho c\frac{\partial\theta}{\partial t}\cdot\theta\right\}dxdydz \tag{4-5}$$

χが最小値をとるためには，微係数は０であらねばならない。

$$\frac{\partial\chi}{\partial\theta_i}=0 \tag{4-6}$$

(4-5) 式から有限要素に６面体の直方体要素を用いると，一要素の寄与は次のように表される。

$$\frac{\partial\chi^e}{\partial\theta_i}=\iiint\left\{\lambda\left[\frac{\partial\theta}{\partial x}\cdot\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial x}\right)+\frac{\partial\theta}{\partial y}\cdot\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial y}\right)+\frac{\partial\theta}{\partial z}\cdot\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial z}\right)\right]\right.$$

$$\left.+\rho c\frac{\partial\theta}{\partial t}\cdot\frac{\partial}{\partial\theta_i}\theta+\rho c\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial t}\right)\theta\right\}dxdydz \tag{4-7}$$

ここに，　i=1，2，……，8　直方体要素の節点番号

ただし，　$\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial t}\right)\cdot\theta=0$

部材の内部温度は節点温度と形状関数［Ｎ］により次式で表すことができる。

$$\theta=[N]\{\theta\}^e=\text{L}N_1, N_2, \cdots\cdots, N_8\text{J}\text{L}\theta_1, \theta_2\cdots\cdots, \theta_8\text{J}^T \tag{4-8}$$

故に

$$\frac{\partial\theta}{\partial t}=[N]\left\{\frac{\partial\theta}{\partial t}\right\}^e \tag{4-9}$$

(4-8)，(4-9)式を(4-7)式に代入すると

$$\frac{\partial\chi^e}{\partial\theta_i}=\iiint\lambda\left[\frac{\partial[N]}{\partial x}\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial x}\right)+\frac{\partial[N]}{\partial y}\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial y}\right)+\frac{\partial[N]}{\partial z}\frac{\partial}{\partial\theta_i}\left(\frac{\partial\theta}{\partial z}\right)\right]dxdydz\{\theta\}^e$$

$$+\rho c\iiint Ni[N]dxdydz\left\{\frac{\partial\theta}{\partial t}\right\}^e \tag{4-10}$$

したがって，ひとつの直方体要素について表示すると次のようになる。

$$\left\{\frac{\partial\chi}{\partial\theta}\right\}^e=[h]\{\theta\}^e+[p]\left\{\frac{\partial\theta}{\partial t}\right\}^e \tag{4-11}$$

ここに，　$[h]=\lfloor h_1\ h_2\cdots\cdots h_8\rfloor$

$[p]=\lfloor p_1\ p_2\cdots\cdots p_8\rfloor$

上式を全要素について重ね合わせた方程式は時刻tにおいて次のように表示される。

$$\left\{\frac{\partial\chi}{\partial\theta}\right\}=[H]\{\theta\}_t+[P]\left\{\frac{\partial\theta}{\partial t}\right\}_t=0 \tag{4-12}$$

ここに，　$[H]=\sum_e[h]$

$[P]=\sum_e[p]$

物体の表面における境界条件は次式で与えられる。

$$\lambda\left(\frac{\partial\theta}{\partial x}\ell_x+\frac{\partial\theta}{\partial y}\ell_y+\frac{\partial\theta}{\partial z}\ell_z\right)=\alpha(T_0-\theta) \tag{4-13}$$

ここに，　α：熱伝達率(kcal/m²h˚c)

T_0：気温(˚c)

θ：物体の温度(˚c)

ℓ_x,ℓ_y,ℓ_z：境界面における外向き法線の方向余弦

$q=-\alpha T_0$　とおき，境界の一部cが上記のような境界条件に従う場合，変分原理によって(4-5)式の凡関数は次のように改められる。

$$\chi=\iiint\frac{1}{2}\left\{\lambda\left[\left(\frac{\partial\theta}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\theta}{\partial y}\right)^2+\left(\frac{\partial\theta}{\partial z}\right)^2\right]+\rho c\frac{\partial\theta}{\partial t}\cdot\theta\right\}dxdydz$$

$$+\int_c\frac{1}{2}\alpha\theta^2dA+\int_c q\theta dA \tag{4-14}$$

ここに，　c：境界面の名前

A：境界面の面積

q，α：境界面に沿って一定

したがって，境界面においては(4-12)式の左辺に次の２つの項が加えられることになる。

$$[HB]\{\theta\}_t+\{F\} \tag{4-15}$$

ここに，$[HB]=\sum_e\int_C\alpha[N]dA$

$$\{F\}=\sum_e\int_C qdA$$

4．２　熱伝導解析結果に及ぼす漸化式の影響

前節に示した微分方程式は，出発点での関数値およびその時間微分値によって全時間区間内の関数値が一義的に定まる形式のものである。この問題は，適当な漸化式によって逐次計算法で解くことができる。

本節ではCrank.Nicolsonによる漸化式とO.C.Zienkiewitczにより提示されたGalerkinの重み付き残差法を各時間内に対し適用した漸化式の２つを解析に用い，非定常熱伝導解析結果に及ぼす影響を調べた。

Crank.Nicolson の漸化式[53]は次のようである。時刻 t+Δt/2における節点温度を次のように表示する。

$$\{\theta\}_{t+\Delta t/2}=[\{\theta\}_{t+\Delta t}+\{\theta\}_t]/2 \tag{4-16}$$

また，時刻t+Δt/2における節点温度の時間微分を

$$\left\{\frac{\partial\theta}{\partial t}\right\}_{t+\Delta t/2}=[\{\theta\}_{t+\Delta t}-\{\theta\}_t]/\Delta t \tag{4-17}$$

と表わす。(4-12)に(4-15)を加えた式に上式を考慮すると次式となる。

$$\left(\frac{1}{2}[H]+\frac{1}{2}[HB]+\frac{1}{\Delta t}[P]\right)\{\theta\}_{t+\Delta t}=\left(-\frac{1}{2}[H]-\frac{1}{2}[HB]+\frac{1}{\Delta t}[P]\right)\{\theta\}_t-\{F\} \tag{4-18}$$

ここに，　Δt：時間刻み

一方，O.C.Zienkiewitczにより提示された漸化式[50]は，未知関数に対応する重み付けを行うGalerkinの手続きと同様に，時間区間内での$\{\theta\}$の値を内挿表示した場合であり，ここでは線形内挿を考え最終的に次に示す漸化式とした。

$$\left(\frac{2}{3}[H]+\frac{2}{3}[HB]+\frac{1}{\Delta t}[P]\right)\{\theta\}_{t+\Delta t}=\left(-\frac{1}{3}[H]-\frac{1}{3}[HB]+\frac{1}{\Delta t}[P]\right)\{\theta\}_{t}-\{F\} \qquad (4-19)$$

本節はこの２つの漸化式を厳密解の得られている熱伝導問題に適用したもので，次式のように厳密解が与えられている１次元の熱伝導問題[53]を図４－１に示すように３次元に拡張して解いたものである。

$$\theta=\theta_0\left\{1-\frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{m} D_n e^{-\alpha P_n^2 t}\sin(P_n x)\right\} \qquad (4-20)$$

ここに，$D_n=\frac{1}{2n-1}$，$P_n=\frac{(2n-1)}{\ell}\pi$，$\ell=80$ mm，$\theta=200$ ℃，$\alpha=\lambda/\rho c$，$m=100$

解析に使用した要素分割と材料の熱特性は図４－１に示すとおりである。温度条件はｔ＝０の初期状態で０℃の一様温度状態，ｔ＞０で瞬間的にＺ＝０の垂直面の温度が 200℃に保持され，その他の境界面は断熱境界であると仮定した場合である。なお，時間刻みはΔｔ=２秒とした。

図４－２は，時間の経過に伴うＺ軸に沿う温度分布の変化を示したものである。図によれば，経過時間が10秒未満では，解析結果は厳密解より小さい傾向が認められるが，時間の経過と共に厳密解と良好な対応を示すようになることが分かる。また，２つの漸化式による解を比較すると，O.C.Zienkiewitczが提示したGalerkinの重み付き残差法に基づく漸化式の方が Crank.Nicolson によるそれよりも厳密解と良い対応を示し

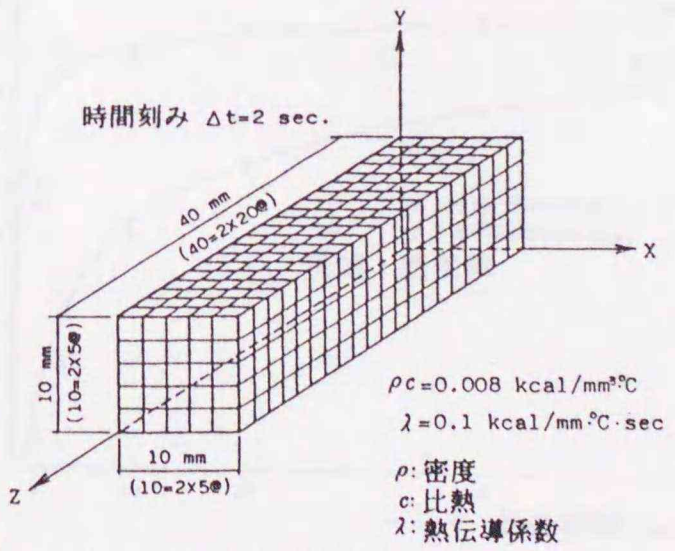


図４－１　１次元熱伝導解析モデル

ている。一方，経過時間とZ軸の特定断面の温度関係を示した図４－３によれば，Crank.Nicolsonの漸化式を用いたZ＝２mmの解析結果において，厳密解を挟み解が上下に振動する現象がみられる。時間刻みを小さくすれば解析精度が向上することは，Δt =0.5秒とした予備計算で確認しているが，計算機の容量，演算時間を考慮して以下の計算では時間刻みが粗くても精度の良いO.C.Zienkiewitczの漸化式を用いることとした。

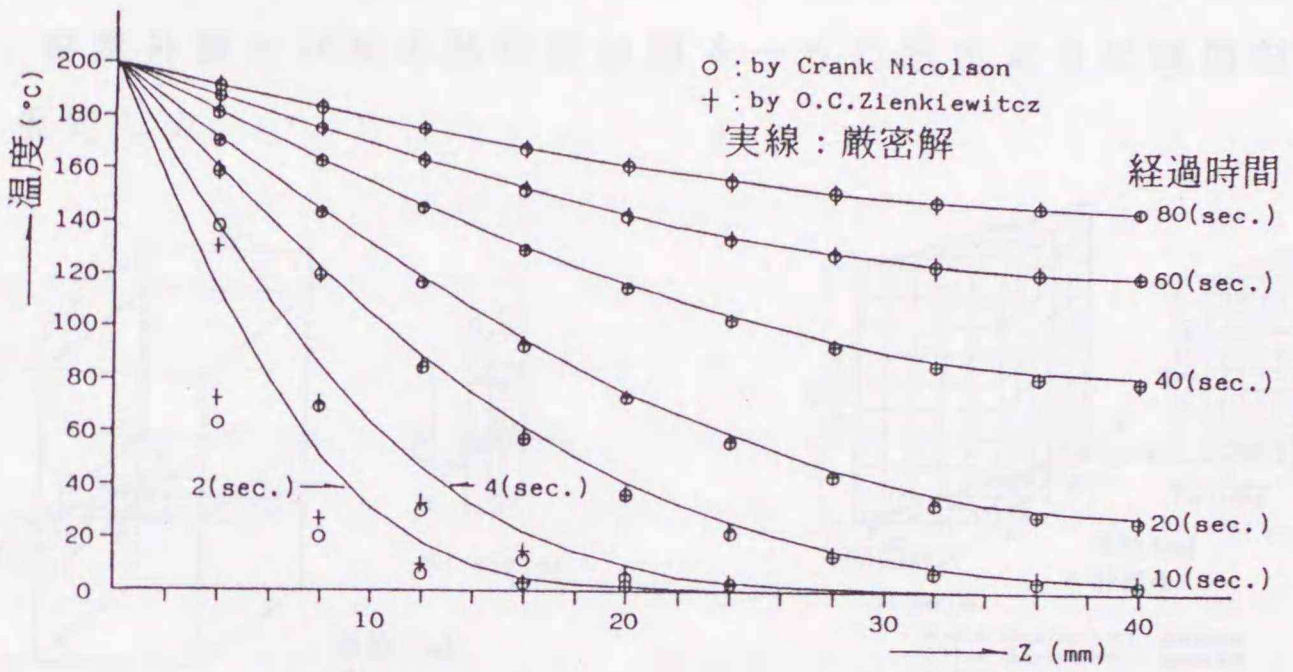


図４－２　種々の経過時間におけるZ軸方向温度分布の厳密解と解析結果の比較

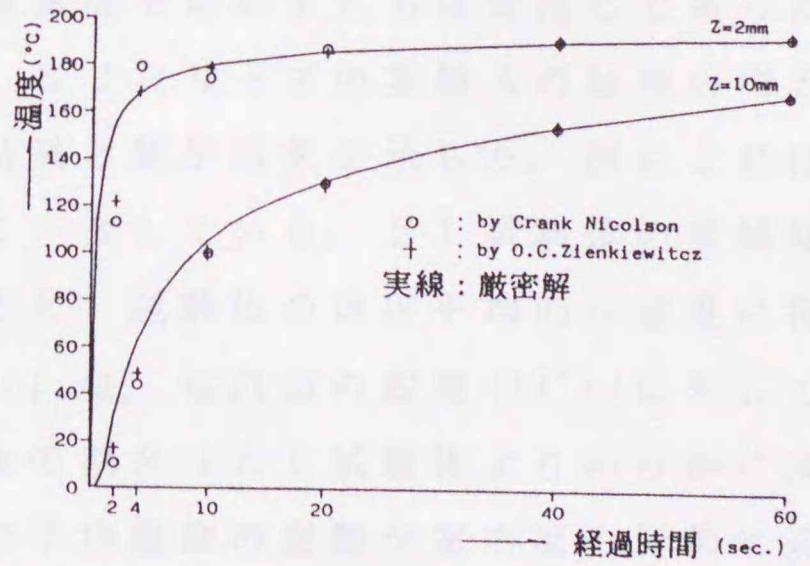


図４－３　Z軸断面温度推移の厳密解と解析結果の比較

4．3　部材実験による解析法の検証および部材有効温度の推定

本節では付録Ｂに示す無筋コンクリート角柱試験体の部材内部温度計測実験に前節の解析法を適用し，その妥当性について検証する。

この実験は，図４－４に示す形状寸法を有する２種類の試験体を恒温室に設置し，その部材内部および表面に銅－コンスタンタン（Ｃ－Ｃ）熱電対を取り付け，強制的に室内温を変動させて温度分布の推移を調べたものである。室内温の変動の与え方は２とおり行われ，実験Ａは不規則に変化させた場合，実験Ｂは規則的な正弦関数の波形を与えた場合である。要素分割と材料の熱特性は図４－５に示すように時間刻みは 0.1 (h)と仮定した。

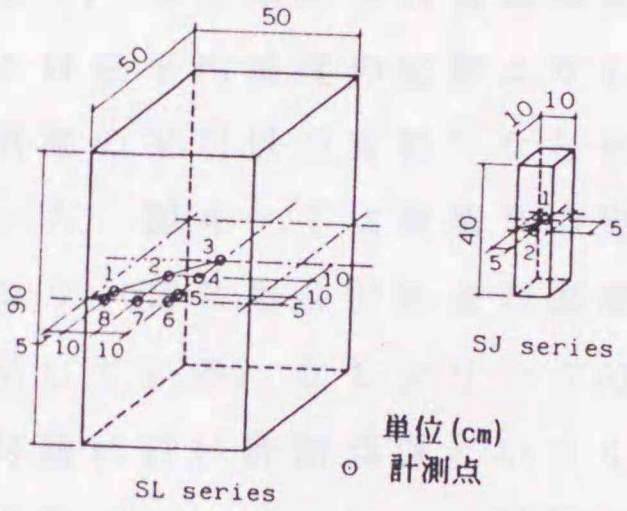


図４－４　部材温度計測実験試験体

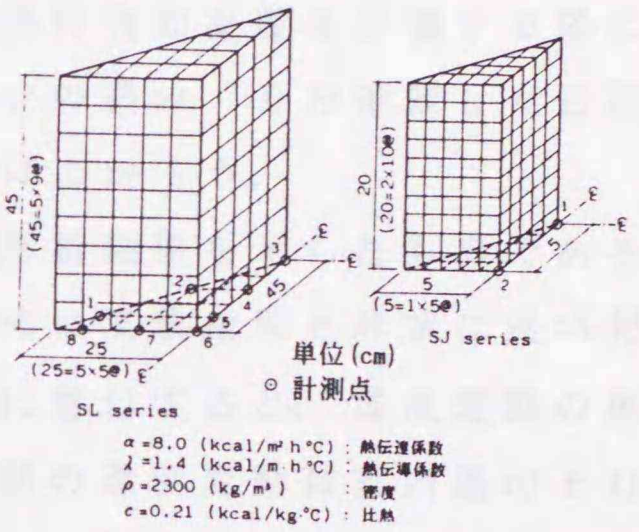


図４－５　分割形状および材料熱特性

試験体は各シリーズとも３体ずつあるが，実験結果は付録Ｂに示すように同種の試験体間ではいずれもほぼ同じであった。このため，図４－６には，ＳＬ，ＳＪシリーズの実験Ａの結果の内ＳＬ１試験体，ＳＪ１試験体の実験結果と解析結果を示した。図によれば，解析結果は実測結果に非常に良く一致している。ＳＬ試験体の実験結果（40時間経過後付近）に着目すると，試験体のほぼ平均的な温度に相当するNo.5計測点の温度較差(5.5°c) は，室内温の較差(14°c)に対して約４割と小さい。一方，ＳＪ試験体の割合はＳＬ試験体より明らかに大きく，熱容量が大きい部材程部材の平均温度の変動が室内温の変動に迅速に追従できなくなることが分かる。

しかし，図４－６（ｃ）に示す室内温およびＳＬ試験体の計測点No.8の

温度変動の極大値および極小値を結んだ破線の傾きは両者ともおおむね等しく，計測点No.8の温度変動域は室内温の温度変動域のほぼ中心にある。他の計測点についても同様の傾向が認められ，本実験の角柱試験体の平均温度と室内温の日平均温度の傾きはほぼ等しい。これは，試験体の平均温度の変動は日平均値でとらえるならば，室内温の日平均温度の変動と良い対応関係を示すことを意味している。

第３章で述べた弾性立体解析結果においても，長期間の温度伸縮は，建物各構面の部材有効温度を季節を通じて均した外気温の変化量あるいは室内温の変化量に同じと仮定して，おおむね良好な結果を得ている。したがって，この点と建物の熱容量が上記試験体よりも大きいことを考慮して，実在構造物の長期間温度伸縮の部材有効温度を評価する際には，例えば日平均温度の変動よりも少しスパンの長い“５日連続した日別平均気温の平均値の変動”などを考慮すればよかろう。

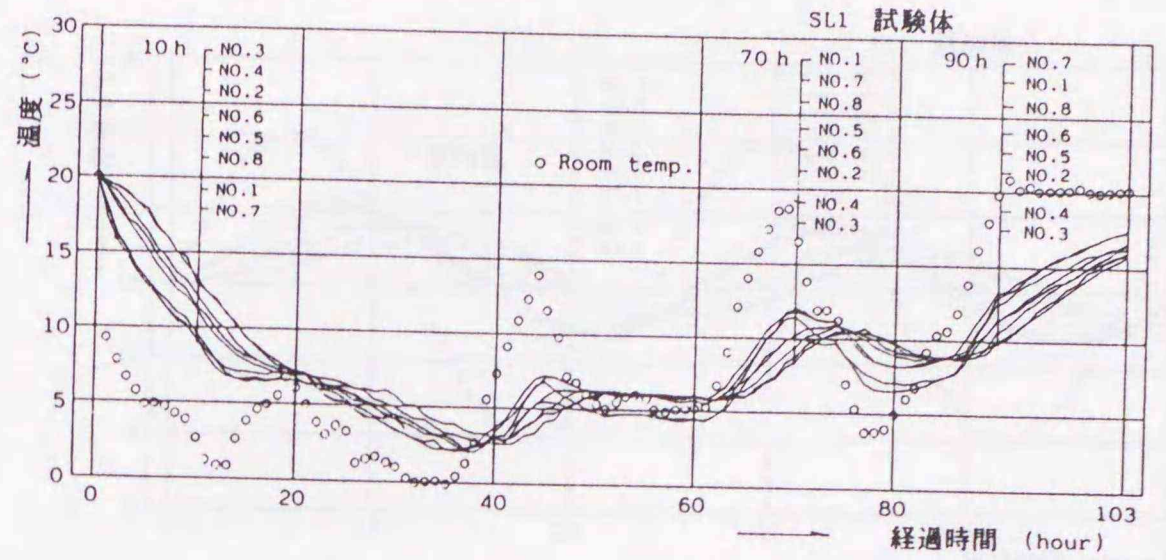
一方，図４－７は実験Ｂの実験結果と解析結果を示したものである。両シリーズとも各計測点の温度変動の推移は実験結果と非常に良い対応を示している。ＳＬシリーズの解析結果に着目すると，温度変動の振幅は材軸に近い計測点ほど小さく，部材内部の温度変動は室内温のそれの約４割であった。以上，解析結果は材料の熱特性の仮定に依存するが，先に示された解析法および図４－５に示した解析条件でおおむね妥当な解析結果が得られるとみなしてもよかろう。

上記試験体は部材長が短く，部材の温度は比較的室内温に左右され易い。これに対して材軸方向の熱移動はないと仮定し，表４－１に示す柱断面寸法の違いが次式で定義する部材の平均温度に及ぼす効果を調べた。

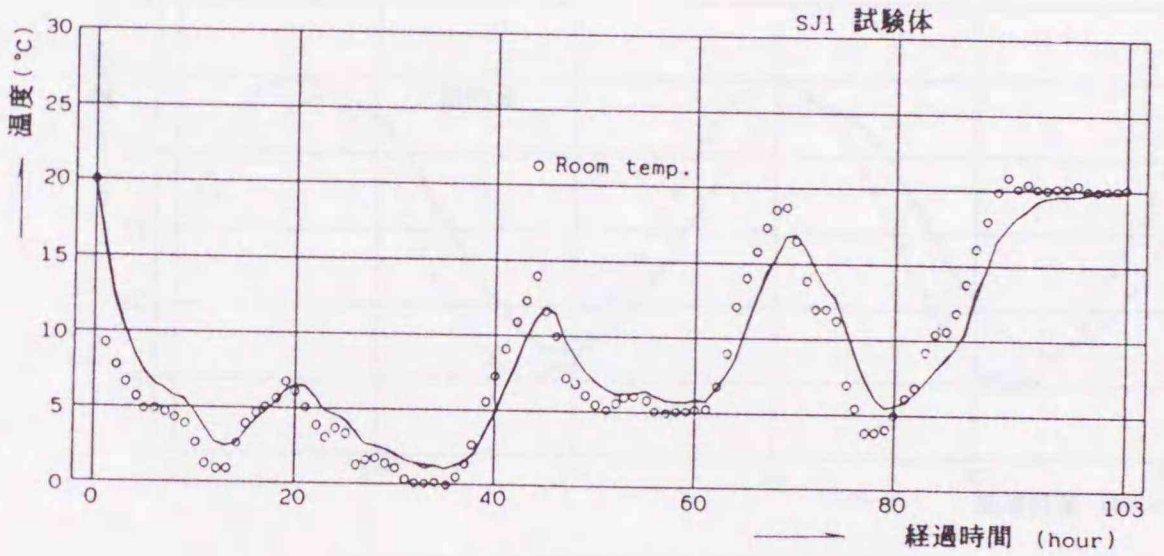
$$\theta_{AV} = \sum_{i=1}^{n} \bar{\theta}_i V_i / \sum_{i=1}^{n} V_i \qquad (4\text{-}21)$$

ここに，θ_{AV}:部材の平均温度，n:部材の全要素数，V_i:各要素の体積
$\bar{\theta}_i$ $(=\sum_{i=1}^{n} \theta_i/8)$:要素の平均温度，$\theta_i$:要素の節点温度

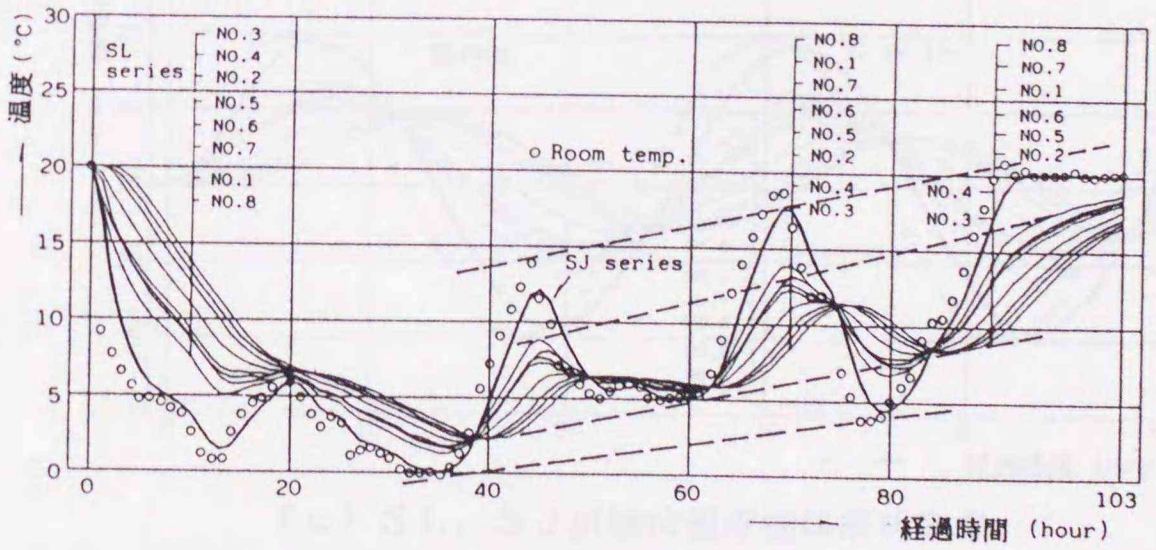
この解析は，対称性を考慮して表４－１に示す柱断面の 1/8について辺長を10等分割し，単位温度の振幅を有する周期24時間の正弦曲線の温度変動を与え，時間刻み10分で行った。



（a）ＳＬ１試験体温度推移実験結果

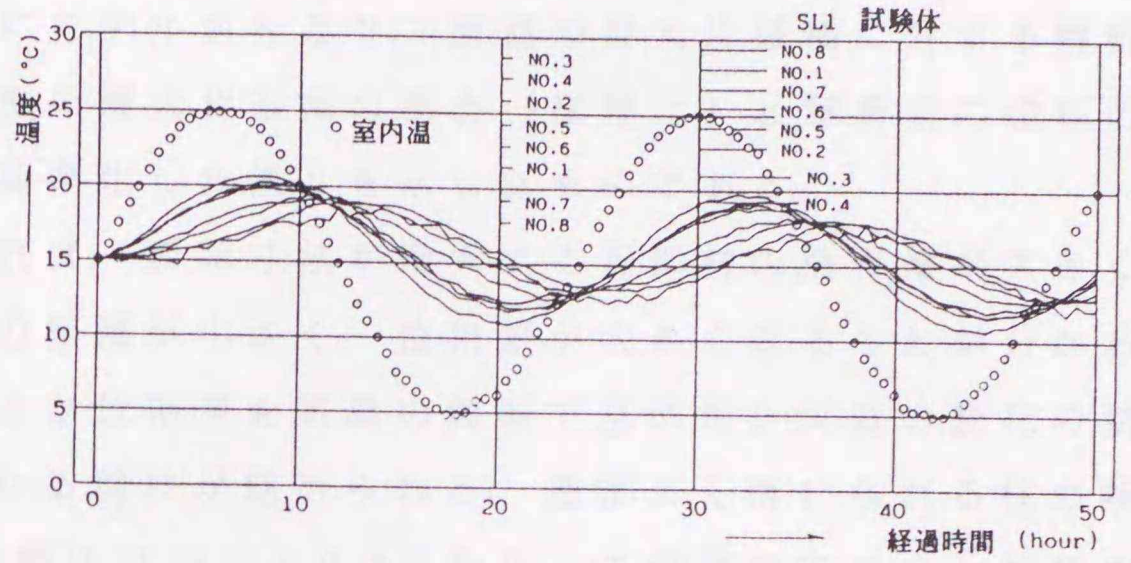


（b）ＳＪ１試験体温度推移実験結果

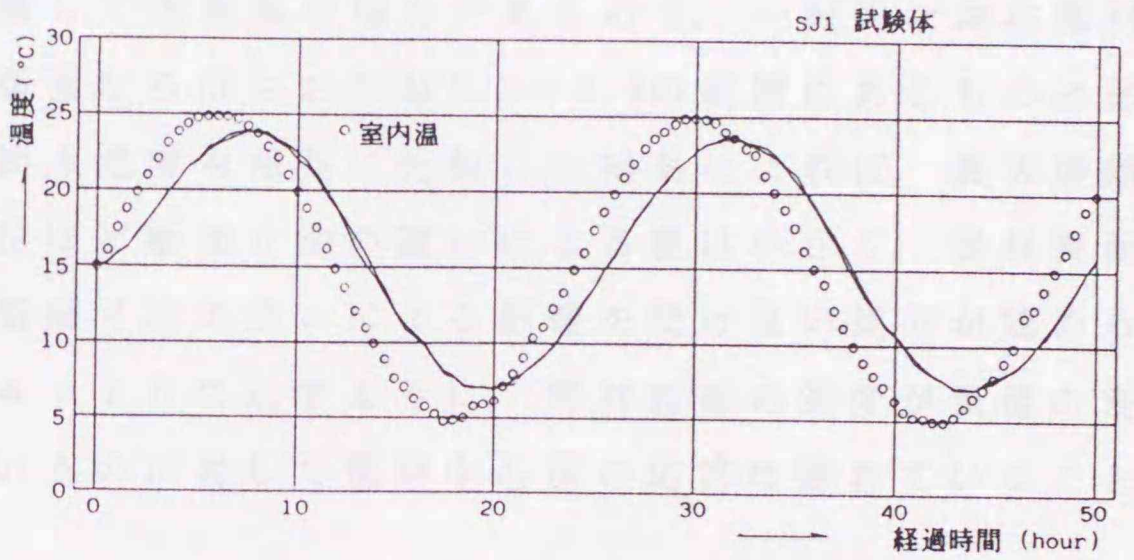


（c）ＳＬ，ＳＪ試験体温度推移解析結果

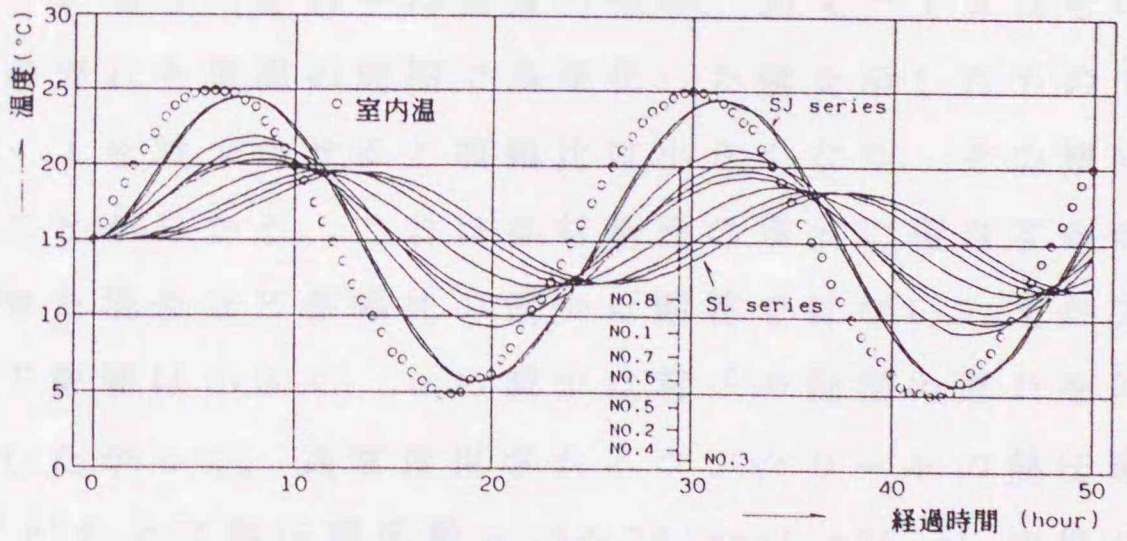
図４－６　実験Ａの実験結果と解析結果



（a）ＳＬ１試験体温度推移実験結果



（b）ＳＪ１試験体温度推移実験結果



（c）ＳＬ，ＳＪ試験体温度推移解析結果

図４－７　実験Ｂの実験結果と解析結果

図４－８は，断面寸法を変えた場合の部材平均温度の推移を，図４－９は横軸にモデル名をとり，気温の最大片振幅に対する解析モデルの部材平均温度の最大片振幅の割合（振幅比）と解析値の位相の遅れを気温の周期で基準化した値とを示したものである。

図によれば，断面寸法が増大する程部材の熱容量が大きくなるために平均温度の振幅が小さく，位相差が大きくなることが分かる。ただし，振幅比および位相差を気温の周期で基準化した値の変化の割合は，次第に小さくなる傾向が認められる。通常よく用いられる柱の断面寸法60～80cmの振幅比はおよそ0.2であり，この値は先のＳＬ試験体の振幅比約0.4よりも小さい。図４－６～図４－９に示した例は材軸方向の熱移動の有無に関して両極端な場合であるので，一般的な角柱部材の振幅比は同程度の断面ならばおおむね0.2～0.4の範囲にあるものと思われる。

なお，節点温度を相互に比較した結果によれば，最大振幅は部材表面に近い部位ほど断面寸法の違いによる差は小さく，部材表面から離れた部位ほど断面寸法の違いによる影響を受け易い傾向が認められた。このことは図４－１０に示すように，部材表面の温度が気温の変動に迅速に応答しているのに対して部材中心部の応答は遅れていることと対応している。

図４－１１は60×60cmの柱を例に熱伝導率λ，熱伝達率αを夫々独立に変化させた場合の部材平均温度の推移，図４－１２はそのときの振幅比と位相の遅れを気温の周期で基準化した値を示したものである。同図より，α，λを減少させると振幅比は小さくなり，その傾向はαの方がやゝ強いことが分かる。これは部材断面の増大に相当するが，部材断面を増大させた場合ほど振幅比の減少は顕著ではない。またλの増減が位相に及ぼす影響は小さく，αの減少は若干の位相の遅れを伴なうことが分かる。したがって，通常使用されるコンクリートの熱伝導係数λ=1.4(kcal/mh°c)および熱伝達係数α=5～20(kcal/m²h°c)の値が解析結果に及ぼす影響は部材断面の増大が及ぼす影響よりも小さいといえよう。

表４－１　解析モデル（柱断面寸法を違えた場合）

単位(cm)

モデル名	柱断面寸法	熱特性
C20	20×20	
C40	40×40	熱伝導係数
C60	60×60	λ=1.4
C80	80×80	(kcal/mh°C)
C100	100×100	熱伝達係数
C120	120×120	α=8
C140	140×140	(kcal/m²h°C)

※材軸方向の熱移動無視

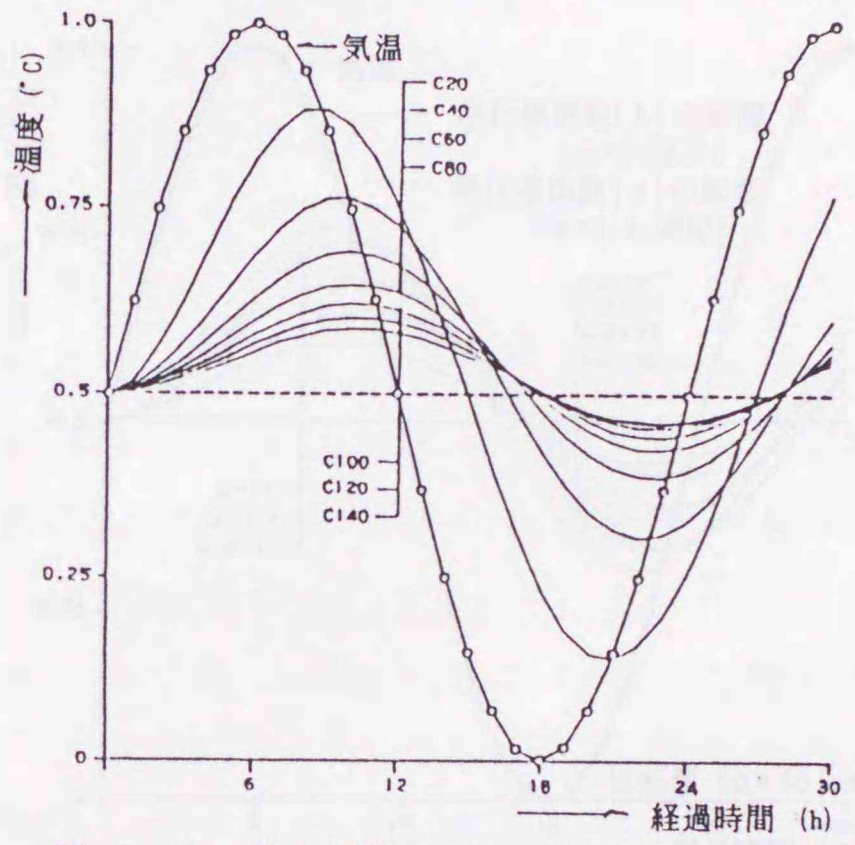


図４－８　柱の平均温度に及ぼす断面寸法の影響

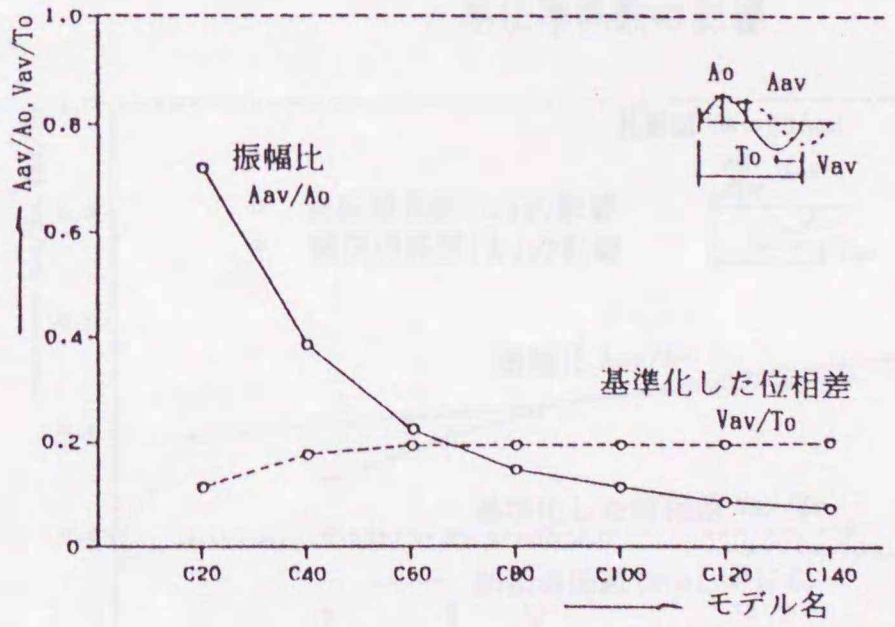


図４－９　振幅比と位相差に及ぼす断面寸法の影響

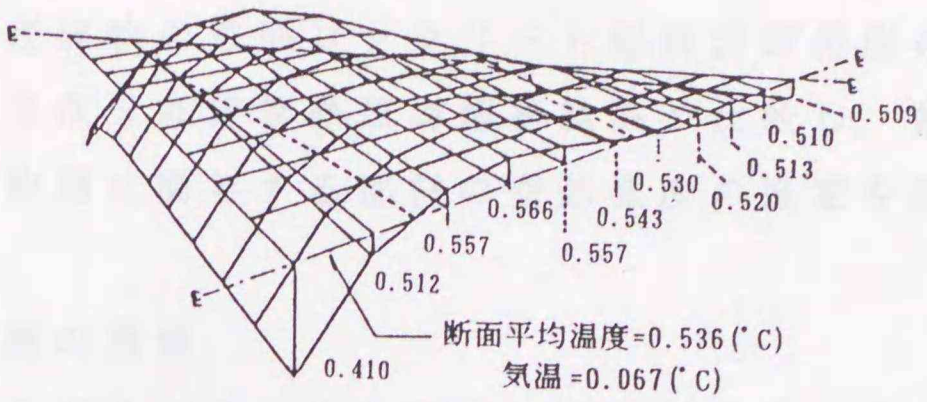


図４－１０　C140モデルの断面内温度分布
（経過時間：16時間）

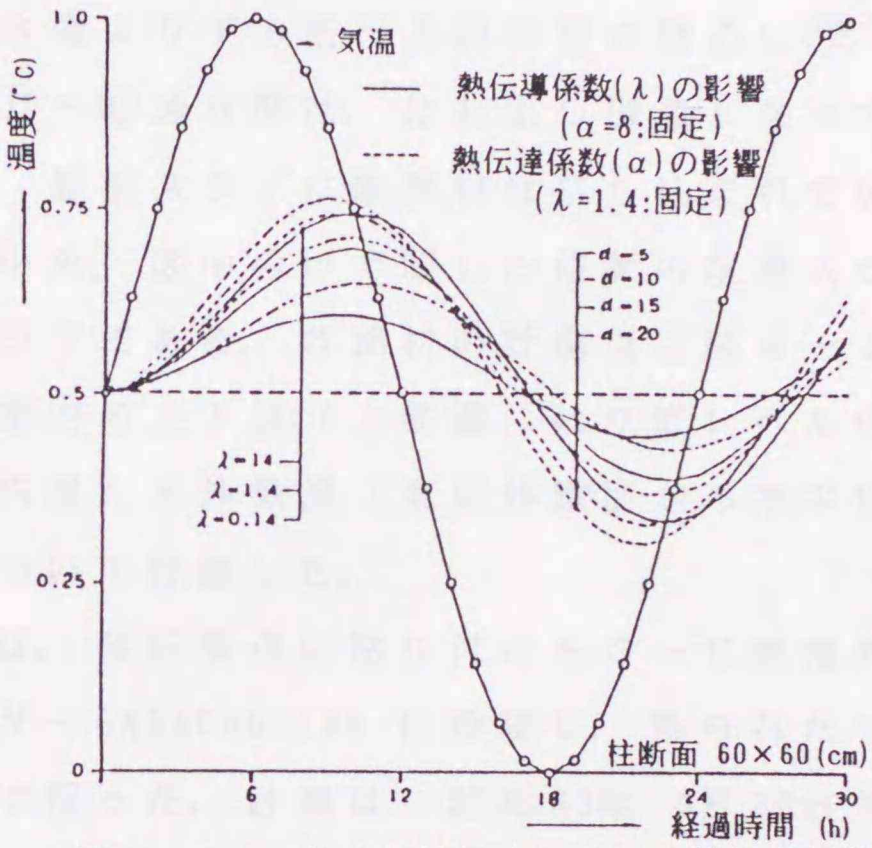


図４－１１　柱の平均温度に及ぼす熱伝導係数
と熱伝達係数の影響

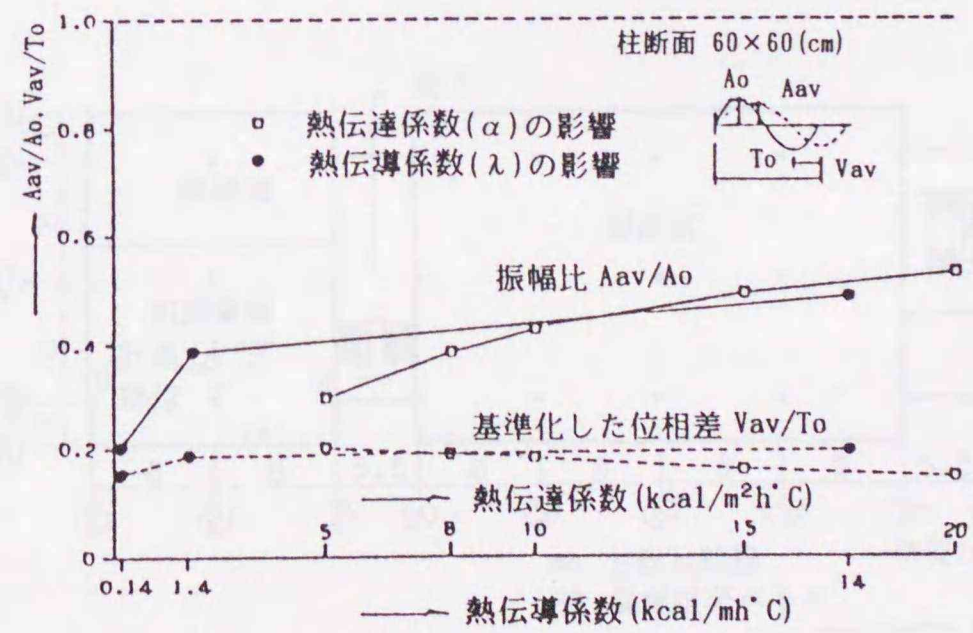


図４－１２　振幅比と位相差に及ぼす熱伝達係数，熱伝導係数の影響

4．4　実在建物の部材有効温度の推定

本節は，実在建物の鉄筋コンクリート部材表面温度の計測結果を有限要素法による３次元非定常熱伝導解析結果と比較し，鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮に関与する部材の有効温度の推定を試みたものである。

（１）　計測の概要

計測は，図４－１３に示す北海学園大学工学部Ｉ号館４階旧図書室（計測機器の設置および管理の都合上，北大工学部Ａ棟とは異なる建物）で行った。３階より下の桁行方向外壁の壁芯はⒷ，Ⓓ通りにあり，４階のⒶ～Ⓑ，Ⓓ～Ⓔ通り間は，はね出し構造となっている。なお，設計図書によれば，屋根スラブに断熱材は打ち込まれていない。計測部位は，部屋のほぼ中央，図中の▷で印した位置の屋根スラブ，屋根ばり，４階柱およびスラブである。各部材の計測点は図４－１４に示すとおりとした。気温は室内の上下温（上部温；はり底レベルの室内温，下部温；床上約１ｍの室内温）と外気温（東側外壁面から水平に約30cm離れた位置の外気温）について計測した。

計測方法は，各計測点に貼り付けたＣ－Ｃ熱電対を江藤電気(株)社製のデータロガーCADAC60/100 に接続し，得られたデータをパソコンに転送する方法で行った。計測は，昭和63年 9月26日午前０時から開始した。計測の時間間隔は２時間とした。ただし，解析値と比較したデータは，計測時間の間隔を10分に設定して得られたものである。

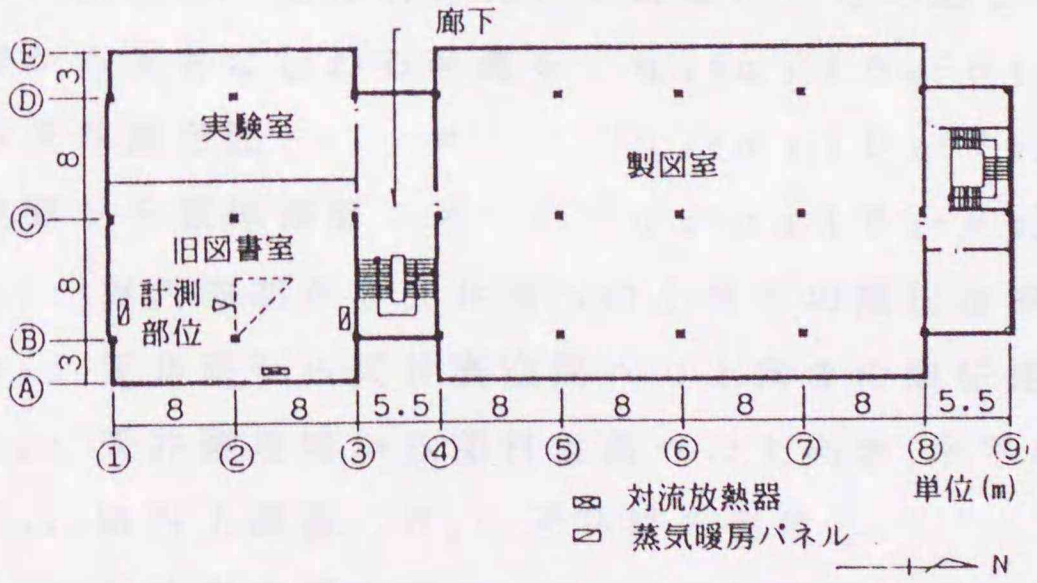


図４－１３　躯体表面温度計測建物および計測部位（４Ｆ平面図）

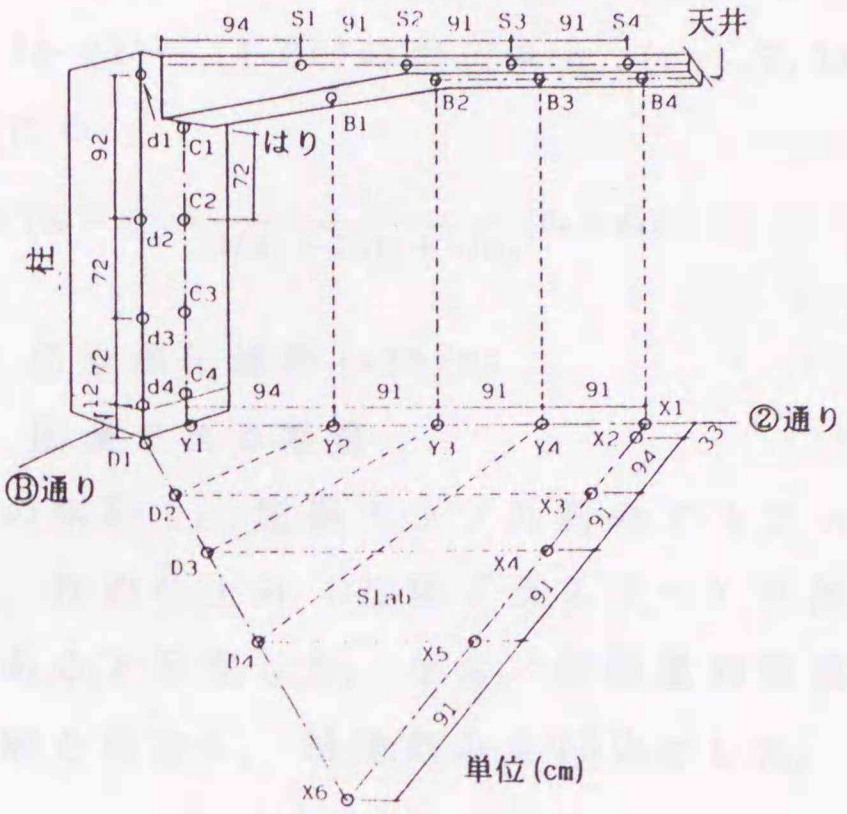


図４－１４　躯体表面温度計測点位置

（２）　解析モデルおよび解析仮定

解析モデルおよび分割数は，計測部位を桁行とはり間方向のスパン長が等しい均等ラーメンの一部であるとみなし，対称性を考慮した図４－１５に示すとおりとした。ただし，解析の室内温は床上端～床上１ｍについては室内下部温，床上１ｍ～屋根ばり底レベルについては室内の上下温を直線補間した値，はり底レベルから上の部位については室内上部温に等しいとした。また，はり底から21.6cm上に設けられている天井材の熱抵抗を無視して，天井裏の空間の部材表面に適用する相当熱伝達率を次のように誘導し，間接的に天井があることを考慮した。

室内空間から天井に伝わる熱量を　$q_1=\alpha_1(\theta_o-\theta_1)$　(4-22)

天井から天井裏空間　〃　$q_2=\alpha_2(\theta_1-\theta_2)$　(4-23)

天井裏空間から躯体表面　〃　$q_3=\alpha_3(\theta_2-\theta_3)$　(4-24)

ここに，α_1：室内空間から天井面への上向きの熱伝達率(=8)

α_2：天井面から天井裏空間への上向きの熱伝達率(=5)

α_3：天井裏空間から部材表面への上向き，水平の熱伝達率(=8)

θ_o：室内上部温，θ_1：天井材の温度

θ_2：天井裏空間の温度，θ_3：躯体表面の温度

天井材の熱抵抗がないものと仮定すると伝達される熱量は$q_1=q_2=q_3=Q$とおける。(4-22)～(4-24)の両辺をα_i($_i$=1,2,3)で割って辺々加えると次式が得られる。

$$Q=\alpha^*(\theta_0-\theta_3)=\frac{1}{1/\alpha_1+1/\alpha_2+1/\alpha_3}(\theta_0-\theta_3) \qquad (4-25)$$

ここに, α^*: 相当熱伝達率(=20/9)

Q: 伝達される熱量

計算機容量の制約上, 屋根スラブ外側のアスファルト防水層ならびに室内側のはり, 柱の仕上材(石膏プラスター)は無視し, 全て一様なコンクリートであると仮定した。なお, 初期値の節点温度は, 計算開始時温度での定常解を仮定し, 時間刻みを10分とした。

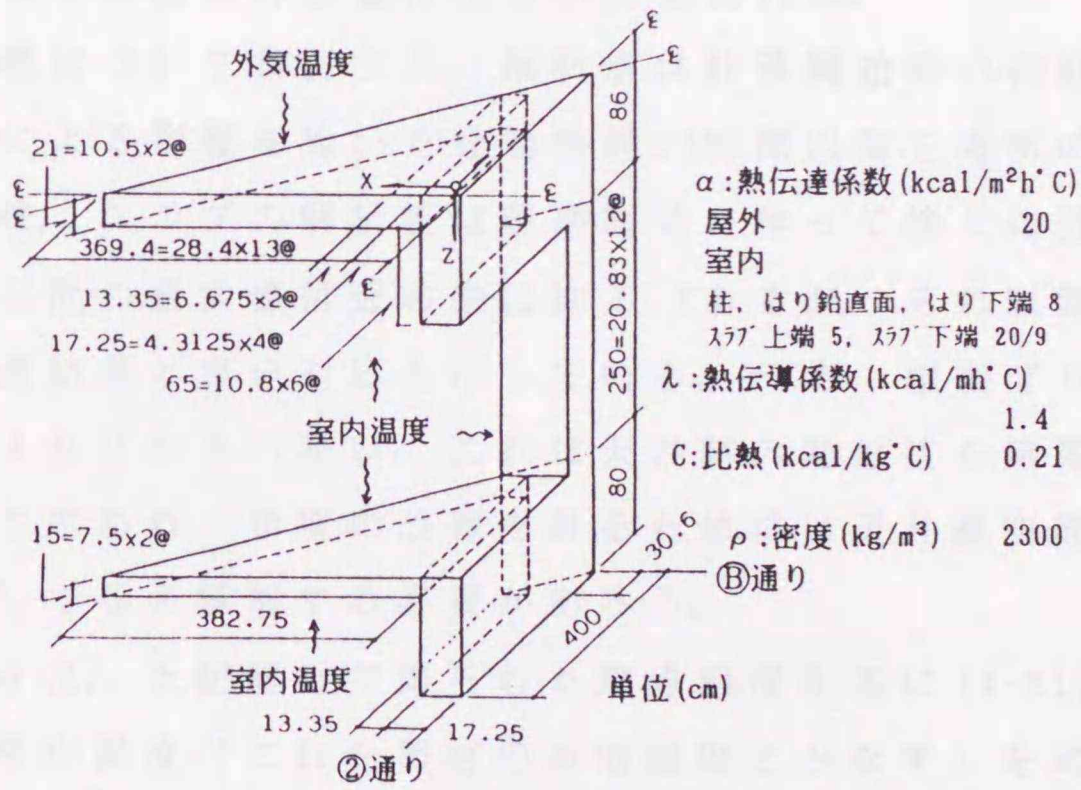


図４－１５　熱伝導解析モデルおよび材料熱特性

（３）　計測結果と解析結果の比較

図４－１６に昭和63年12月12日午前７時～16日午前７時に得られた計測結果を, 図４－１７に同期間の解析結果を示す。図中の結果は, ４階床スラブＸ６,柱出隅部ｄ２,屋根ばり底Ｂ４について示したものである。計測結果によれば, 暖房が断続的であるため, 室内温は大きな変動を示し, 暖房入力時の室内上下の温度差は５～７°Cになっている。一方, 計

測点の温度は，暖房が切れている時間（夜間から午前７時）には４階床スラブで最も高く，それから約１°C低下して柱，さらに約 0.5°C低下して屋根ばりとなっている。４階床スラブの温度は暖房の開始に伴い上昇するが，３つの中では上昇の割合が最も小さいので，日中の温度は柱出隅部で最も高く，次いで４階床スラブ，屋根ばりの順になっている。

なお，同一部材の計測点相互の関係について記すと，柱脚部の d4,C4,D1,Y1においては，同一部材の他の計測点よりもやゝ低い測定値（D1で1～2°C）を示し，この柱が３階より下で外柱となっている影響が現れている。しかし，その他の計測点には同一部材における差はあまりなかった。なお，計測期間中日照時間は4.7,7.4,0.1,0.3 時間あったが，12月11日の降雪のために12,13 日の両日は屋根スラブがほぼ雪で覆われており，計測期間中の日射の影響は小さいと思われた。

次に解析値について検討する。解析値は計算開始時の初期値を定常解としたことによる影響を除いた経過時間24時間以降を考察の対象とする。図によれば柱，スラブの解析値は暖房開始に伴って徐々に計測値よりも高くなって日間の最大値付近の差は約１°Cあるが，それ以降暖房開始直前までは計測結果と良い対応を示している。一方，屋根ばりの解析結果は計測結果より２～３°C高い。これは天井材の熱抵抗を無視した影響が現れたものと思われ，精度の改善を計るためには天井裏空間の実測温度をデータとして与え解析する必要があろう。

図４－１８は，上記解析で得られた節点温度を基に(4-21)式で定義した各部材の平均温度（これを部材の有効温度とみなす）を求めた結果を示したものである。

同図によれば，屋根スラブの有効温度は室内温よりも外気温の影響を受け易く，外気温に対する振幅比は 0.5弱である。一方，屋根ばりの有効温度は日中の温度上昇時には室内上部温と外気温の平均値に近く，夜間の温度が低下する時間帯には上下の室内温にかなり近い値を示す。外気温に対する振幅比は約0.35である。ただし，計測期間中屋根スラブには積雪があり，日射の影響はほとんど受けていない。

なお，この建物の設計図書には断熱材の記載がなく解析もこれに従っ

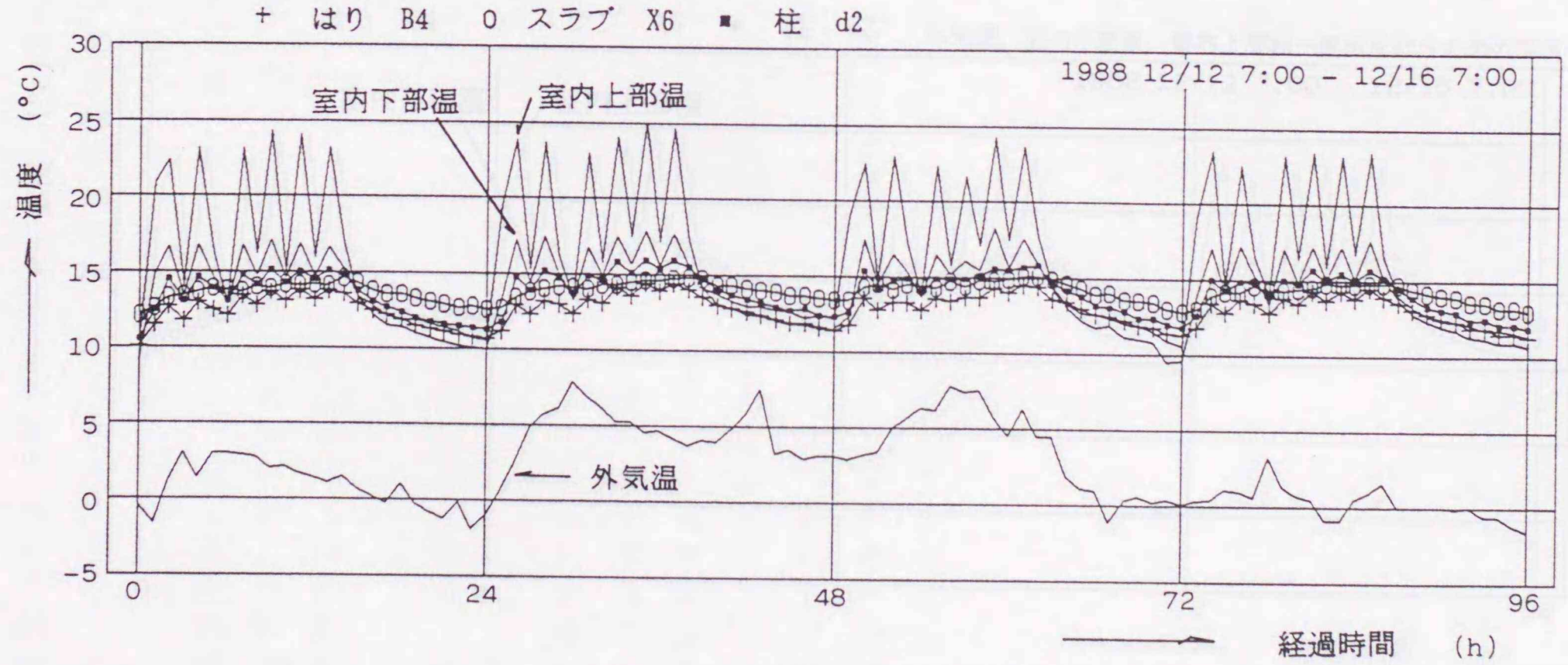


図４－１６　躯体表面温度計測結果

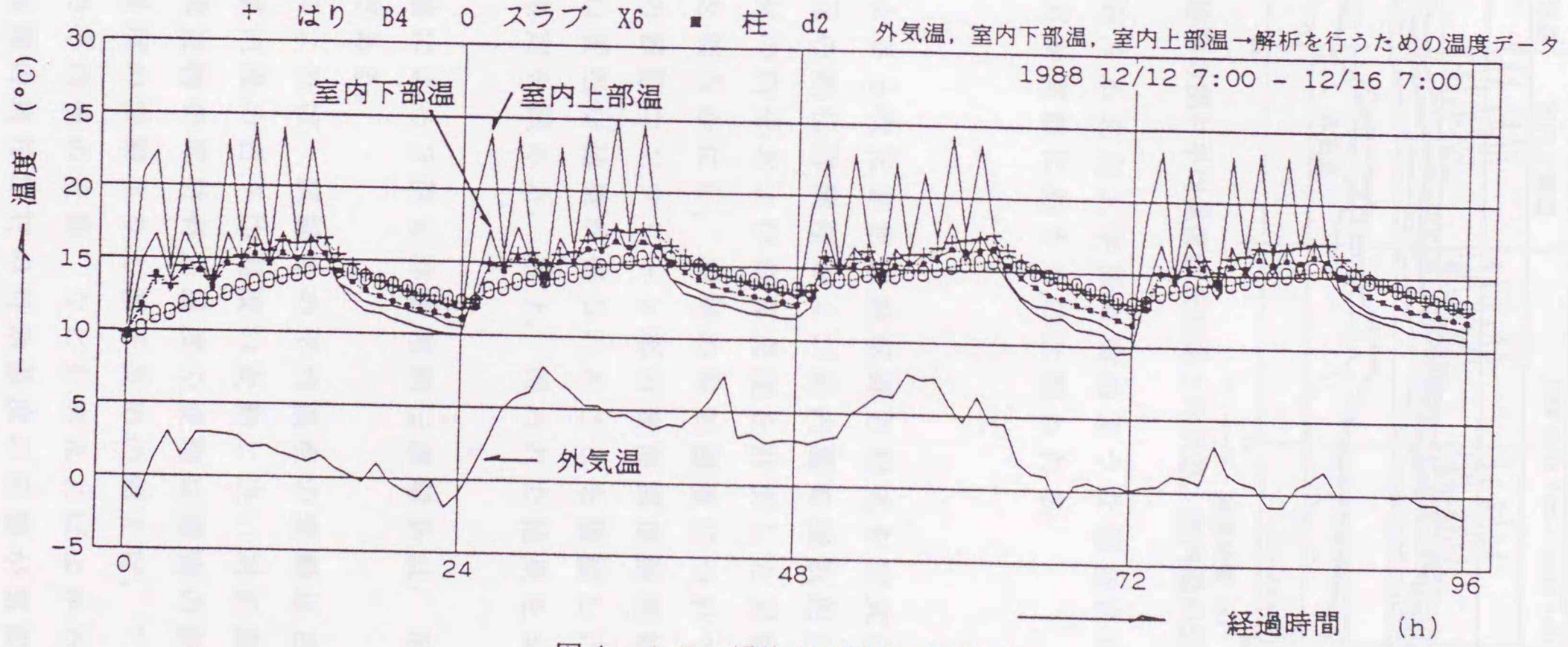


図４－１７　躯体表面温度解析結果

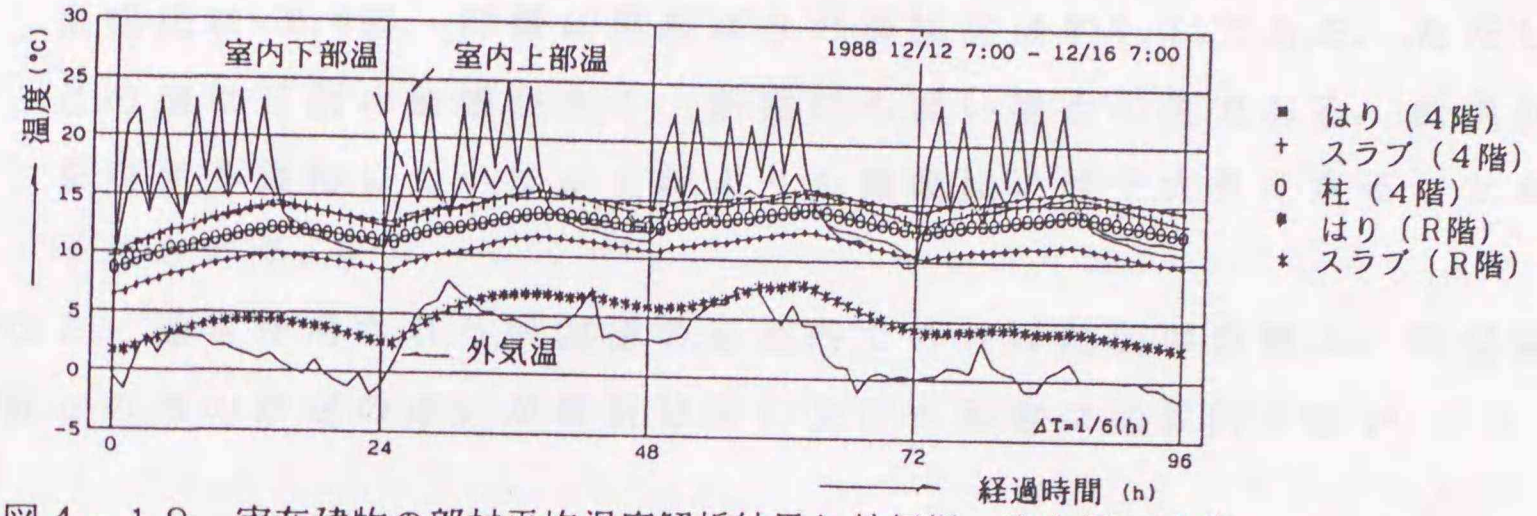


図４－１８　実在建物の部材平均温度解析結果と外気温，室内温の変動

たが，断熱材を有する北大工学部Ａ棟のような場合には振幅比を若干大きめに評価する方が実態にあうものと思われる。

４．５　むすび

有限要素法による３次元非定常熱伝導方程式を定式化し，厳密解の得られている１次元の熱伝導問題および室内温を強制的に変化させて無筋コンクリート部材の内部および表面温度を計測した実験結果と比較し，解析法の妥当性を明らかにし，部材の有効温度について考察を行った。また，実在建物の鉄筋コンクリート部材表面温度計測結果と解析結果を比較し，おおむね妥当な結果が得られることを確認した後，実在建物の部材有効温度の推定を試みた。以上，得られた結果をまとめると次のようになる。

(1) 有限要素法による３次元非定常熱伝導解析は，部材の有効温度の推定に有用である。

(2) 部材実験によれば，試験体の平均温度の変動は日平均値でとらえるならば，室内温の日平均温度の変動と良い対応関係を示す。これより，実大構造物の部材有効温度の変動は建物の熱容量などを考慮して日平均温度の変動よりも若干長めの例えば，”５日連続した日別平均気温の平均値の変動”などを考えればよかろう。

(3) 60×60cm程度の角柱部材の有効温度の変動が気温の変動に対する振幅比はおおむね0.2～0.4と見なすことができる。

(4) 実在建物の屋根スラブの有効温度の変動が外気温の変動に対する

振幅比は 0.5弱，同様に屋根ばりの振幅比は約0.35である。ただし，この値は日射の影響が無く，断熱材も無い場合の値である。断熱材を有する建物については上記よりも振幅比は若干大きくなることが予想される。

なお，通常使用される仮定値の範囲内であれば熱伝導係数λ，熱伝達係数αの値の設定の違いが解析結果に及ぼす影響は比較的小さい。

第　5　章

温度荷重設定用温度変化の基本値の推定

温度応力を定量的に評価するためには，本来温度応力に影響を及ぼす様々な要因（外気温，建物内温度，日射，風速，湿度等）と個々の建物の熱特性などを明らかにして，それらを基に温度伸縮に関与する部材の有効温度を推定する必要がある。しかし，現段階ではそれらの実態がまだ十分明らかにされていない。このため，本章では温度荷重を評価するために次の２つの資料の提示を試みる。

(1) 建物の熱容量，熱特性との直接的な関わりを無視した外気温の気象データに基づく年較差の再現期待値

(2) 建物の熱容量などを考慮した温度荷重設定用温度変化の基本値

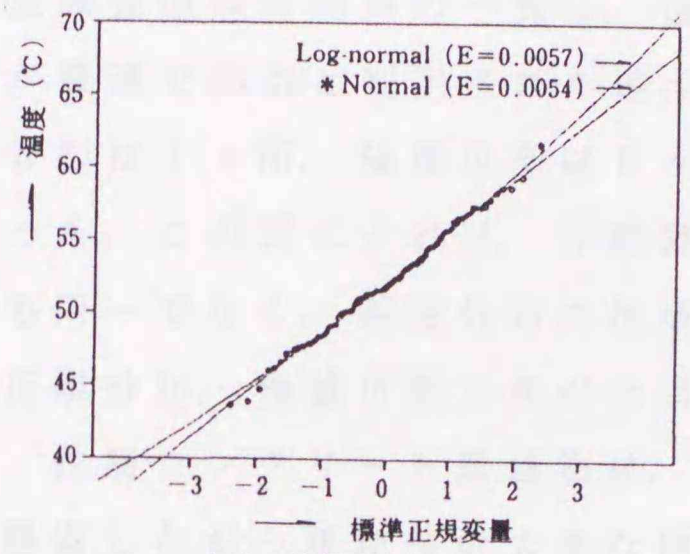
先ず，上記(1)として北海道の２２地点の各気象官署で得られた外気温の年別極値[54]から年較差の確率分布形を求めて，外気温の年較差を定めるための基礎資料を提示する。次いで気象統計記録[55]（外気温の月別平均値の累年最高，最低値の記録）を基に，札幌よりも気象条件が厳しいと予想される諸外国の主要都市を整理して提示する。

また，上記(2)として温度伸縮を引き起こす様々な要因の内，第４章の結果を基に外気温と日射の影響のみを考慮した６層建物の温度荷重設定用温度変化の基本値の試算を行う。なお，温度荷重は部材断面積などの関数であるので，温度変化の基本値は同じであっても個々の建物によって温度荷重は異なるものとなる。

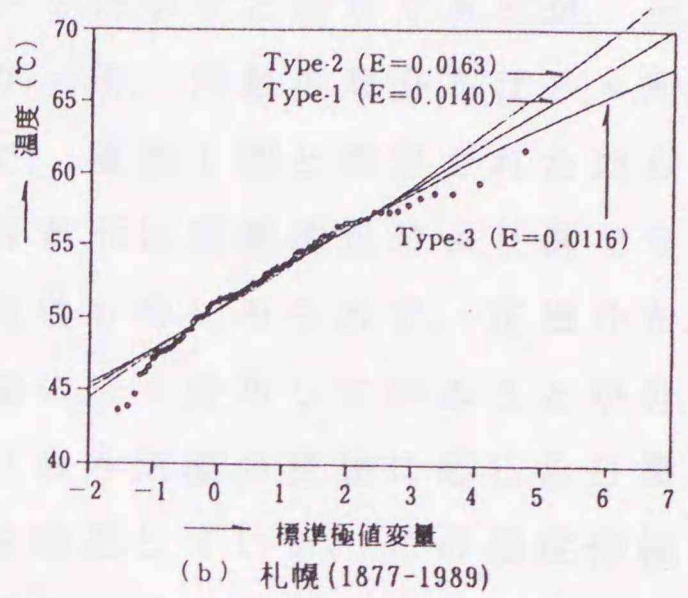
５．１　外気温年較差の推定

年較差の推定手法は，付録Ｃに示すとおりであるが，そこでは年較差を外気温の年別極値の記録から年最高気温と年最低気温の差として定義し，年較差の確率分布を正規分布，対数正規分布，極大値漸近分布Ⅰ～Ⅲ型の５つの分布形のいずれかで表せるものと考え[56),57)]，無次元化された二乗推定誤差を基に適合度の検定を行い，最適な分布形を判断した。

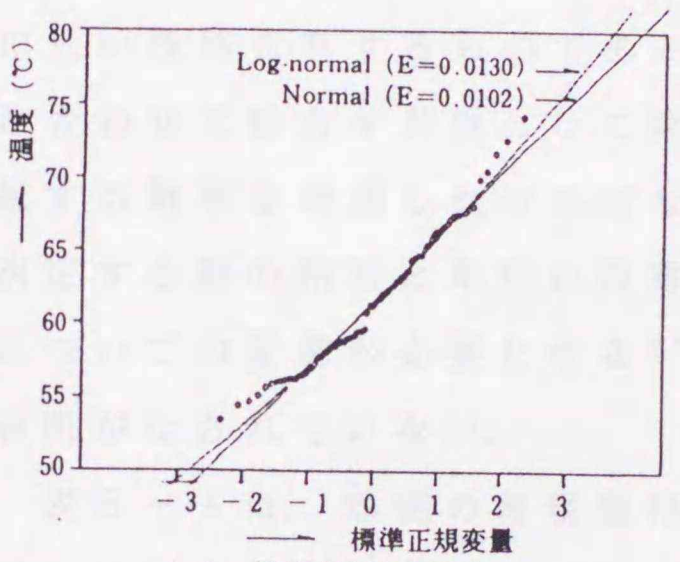
図５－１(a)～(f)は，札幌，旭川，根室の結果でそれぞれ正規分布，



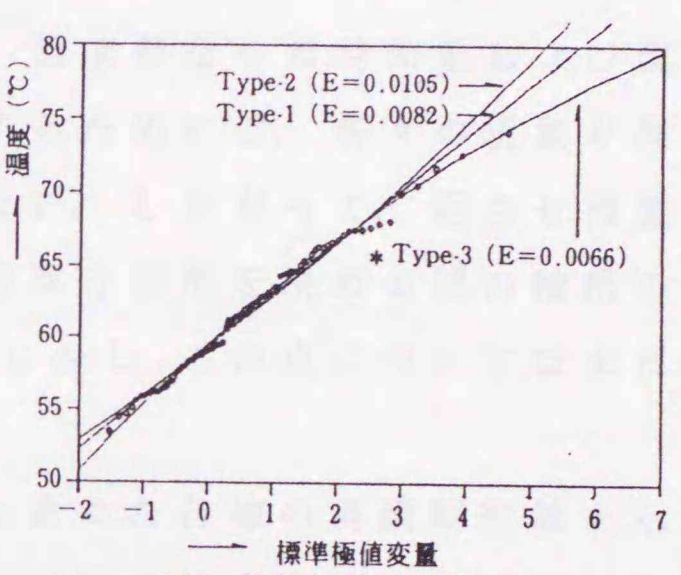
(a) 札幌(1877-1989)



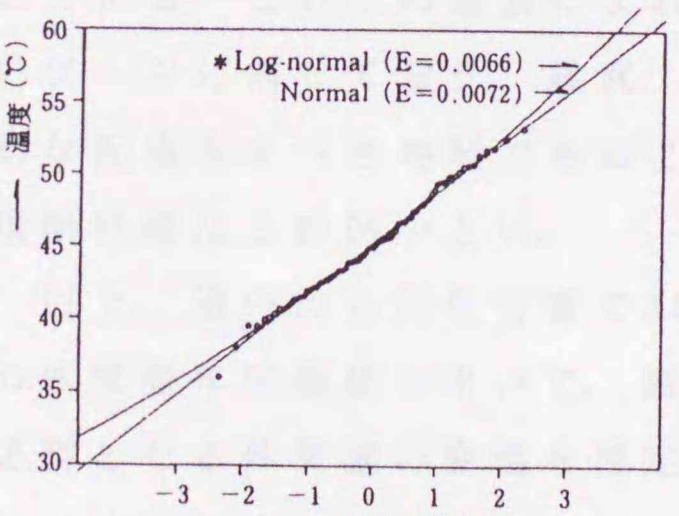
(b) 札幌(1877-1989)



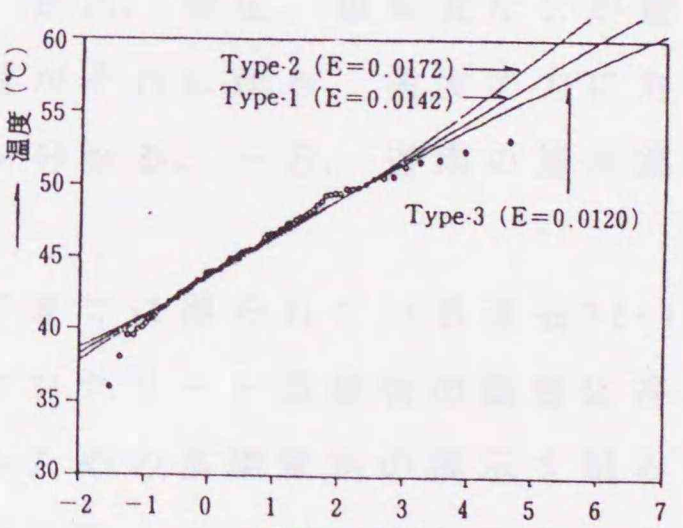
(c) 旭川(1889-1989)



(d) 旭川(1889-1989)



(e) 根室(1888-1989)



(f) 根室(1888-1989)

*: 最適な確率分布形

図５－１　外気温年較差の最適な確率分布形

極値Ⅲ型，対数正規分布が最適な分布形であると判定された例である。全調査地点の結果の一覧は，図５－２に示すとおりであるが，正規分布が最適であると判定された地点は７ヶ所，対数正規分布は８ヶ所，極値Ⅱ型は１ヶ所，極値Ⅲ型は６ヶ所で，極値Ⅰ型と判定された地点は無かった。この図によれば，年較差の分布形は観測地点により異なり必ずしも同一でなく，判定分布の地域的特性も特にみられず，正規分布，対数正規分布，極値Ⅲ型分布が全道一様に広く分布していることが分かる。

鉄筋コンクリート造建物は，毎日の外気温の変動に応じた日間伸縮を繰返しながら年単位の大きな伸縮を繰返している。この温度伸縮を引き起こす温度荷重は，地震荷重，風荷重に較べ，作用時間が長く常時荷重に近い性格を有するものであるが，温度荷重を常時荷重および臨時荷重と合わせて組合せ荷重として評価するためには，各々の現象が同時に生起する確率を考慮しなければならない。したがって，組合せ荷重係数を決定する際の精粗と単独の荷重の確率分布形を決める際の精粗の整合性についての配慮が必要となる[58)]。しかし，この点についてはまだ十分な解明がなされていない。

表５－１は，短期の再現期待値も含めた各地の再現期待値を示したものである。また，図５－３は10年再現期待値を地図上にプロットしたものである。これらの図表によれば，旭川，帯広，倶知安などが最も厳しいゾーンに属しており，雄武，札幌がそれに続き，温度応力に対して適切な配慮をすべき地域であることが分かる。一方，道南の海岸部では再現期待値は比較的小さい。

以上，道内の各気象官署で1989年までに得られている過去32-113年間の外気温年別極値を用いて，鉄筋コンクリート造建物の温度応答解析に必要となる外気温の変動を推定するための基礎資料の提示を試みた。本節で検討した22観測地点の気象記録に限られるが，まとめると次のようである。

(1) 道内各観測地点の年較差の分布形は，おおむね正規分布，対数正規分布，極大値漸近分布Ⅲ型で表すことが出来る。

(2) 年較差の分布形に地域的特性はみられない。

(3) 道内の諸都市の中では，旭川，帯広，倶知安が最も外気温の年較差が大きいゾーンに属しており，雄武，札幌がそれに続く。渡島，桧山，胆振，日高の各支庁の海岸部の外気温の変動は比較的小さい。

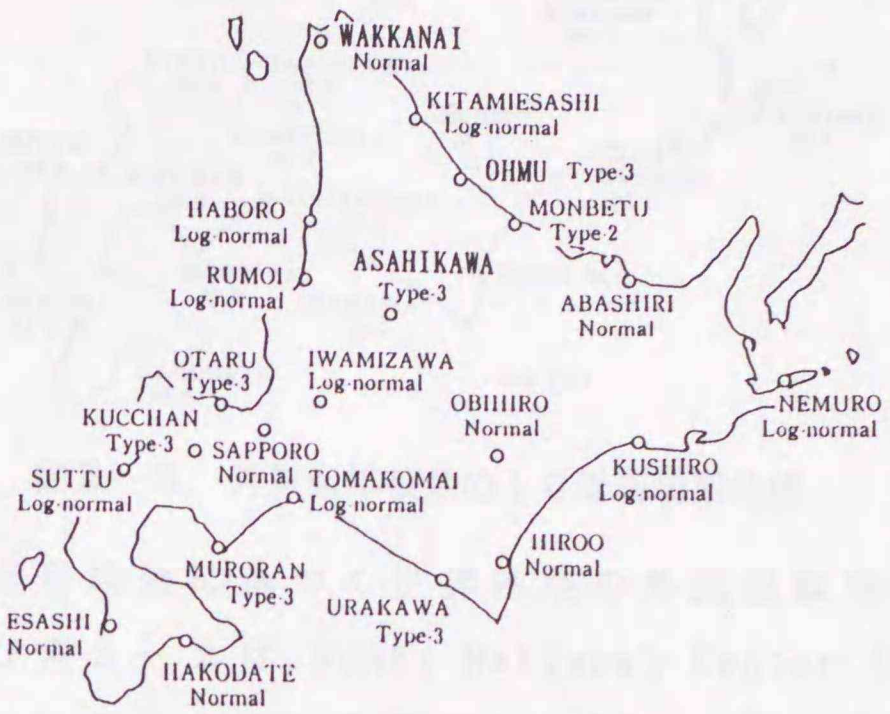


図５－２　各気象管署の外気温年較差最適確率分布形

表５－１　外気温年較差の再現期待値

Measuring site	Distribution type	Return expected value (℃)				
		5 years	10 years	30 years	50 years	100 years
SAPPORO	Normal	55.1	56.7	58.7	59.4	60.4
WAKKANAI	Normal	45.1	46.4	48.1	48.8	49.6
ASAHIKAWA	Type-3	65.1	67.6	71.0	72.4	74.3
RUMOI	Log-normal	52.4	53.7	55.4	56.1	56.9
IWAMIZAWA	Log-normal	54.8	55.9	57.4	58.0	58.7
KUCCHAN	Type-3	59.7	62.1	65.5	66.9	68.7
OTARU	Type-3	47.1	48.5	50.5	51.4	52.6
ABASHIRI	Normal	54.6	56.1	58.0	58.7	59.6
KUSHIRO	Log-normal	52.3	53.9	56.0	56.8	57.9
TOMAKOMAI	Log-normal	48.1	49.5	51.3	52.1	53.0
NEMURO	Log-normal	48.0	49.7	51.9	52.7	53.9
OBIHIRO	Normal	65.4	67.2	69.5	70.4	71.6
MURORAN	Type-3	41.7	43.0	44.9	45.8	46.9
URAKAWA	Type-3	41.3	42.5	44.2	45.0	46.1
HAKODATE	Normal	47.0	48.0	49.3	49.8	50.5
ESASHI	Normal	42.5	43.5	44.9	45.4	46.1
KITAMIESASHI	Log-normal	53.3	54.9	56.9	57.7	58.8
HABORO	Log-normal	54.9	56.3	58.2	59.0	60.0
SUTTU	Log-normal	43.7	44.8	46.3	46.9	47.6
MONBETU	Type-2	53.7	55.7	58.7	60.2	62.2
OHMU	Type-3	55.7	57.5	60.0	61.1	62.5
HIROO	Normal	53.6	54.8	56.2	56.8	57.5

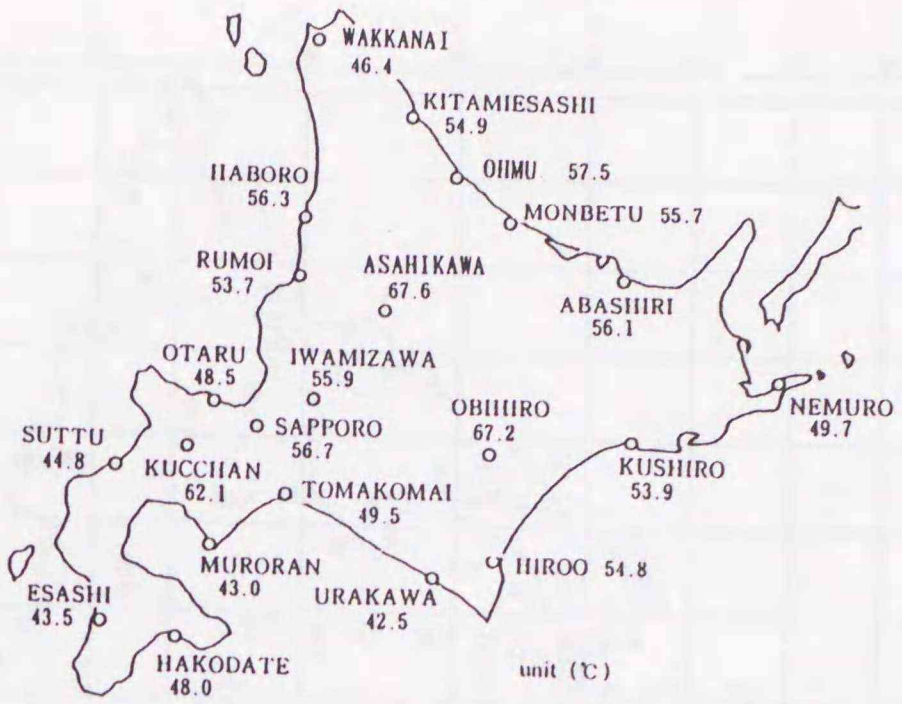


図５－３　外気温年較差の１０年再現期待値

５．２　月別累年平均値に基づく世界各地の外気温較差

図５－４および表５－２は，NCAR(National Center for Atmospheric Research,U.S.A.) から入手した世界131ヶ国の主要都市をはじめとする1073地点の観測記録[55]（その多くは，1951～1980年の30年間の月別累年平均値の記録）のうち，外気温の月別累年平均値の極値の差（最高気温－最低気温）が札幌よりも大きい地点を抜きだして示したものである。同図中に付した番号は，表５－２の観測地点の番号と対応している。但し，表中において地点あるいは国名に付した＊印は，観測記録が30年に満たないものである。なお，札幌の統計期間は1876年以降からである。

本来ならば，外気温の年較差を提示することが月別累年平均値を提示することよりも優先されるべきと思われるが，外気温の年別極値に関するデータの入手が困難であった。

同表によれば，月別累年平均値の最大値と最小値の差の頻度分布は図５－５に示すようになる。この内最大値は，シベリアの VERHOJANSK の75.3°Cで，60°C以上の地点は11か所あるが，全てシベリアの地域に集中している。

ちなみに，札幌の月別累年平均値の最大値と最小値との差は34.8°C であり，1876年以降得られた外気温の年別極値から求めた年較差（年最高気温と年最低気温の差）の平均値52.1°Cは，その約1.5倍に相当する。

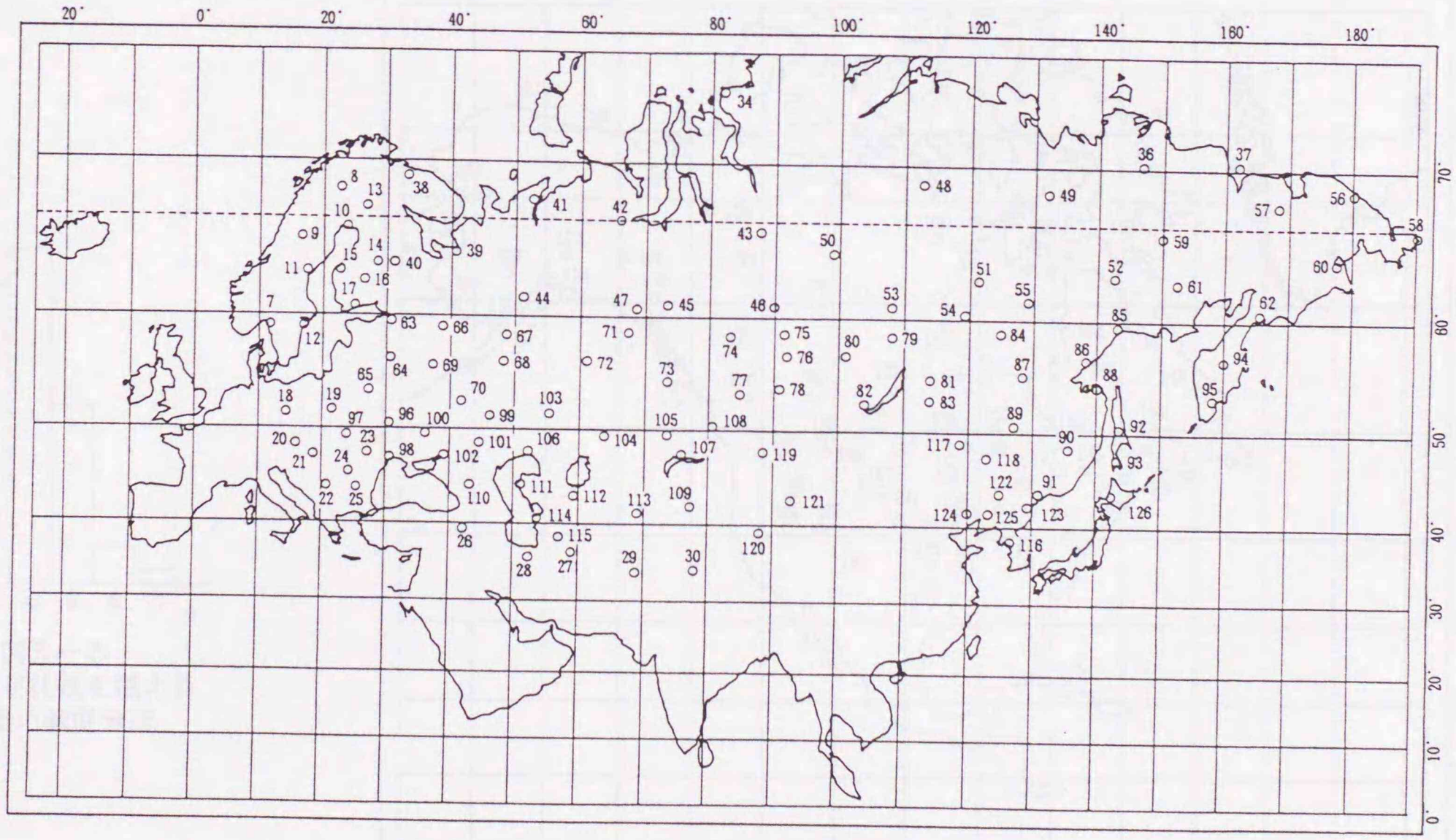


図５－４ (1)　外気温月別平均値の極値に基づく年較差が
札幌34.8°Cを越える地点のサイト番号

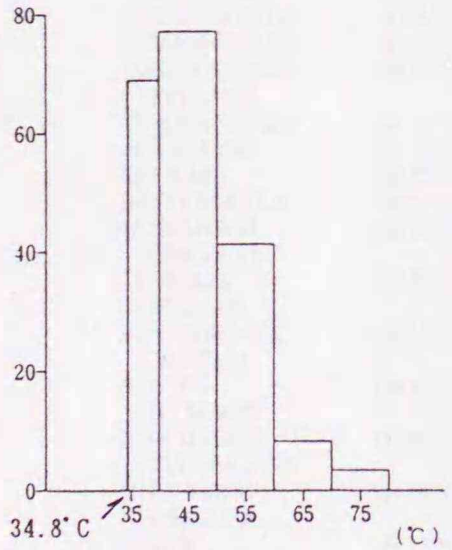


図５－５
年較差が札幌を越える
地点の頻度分布

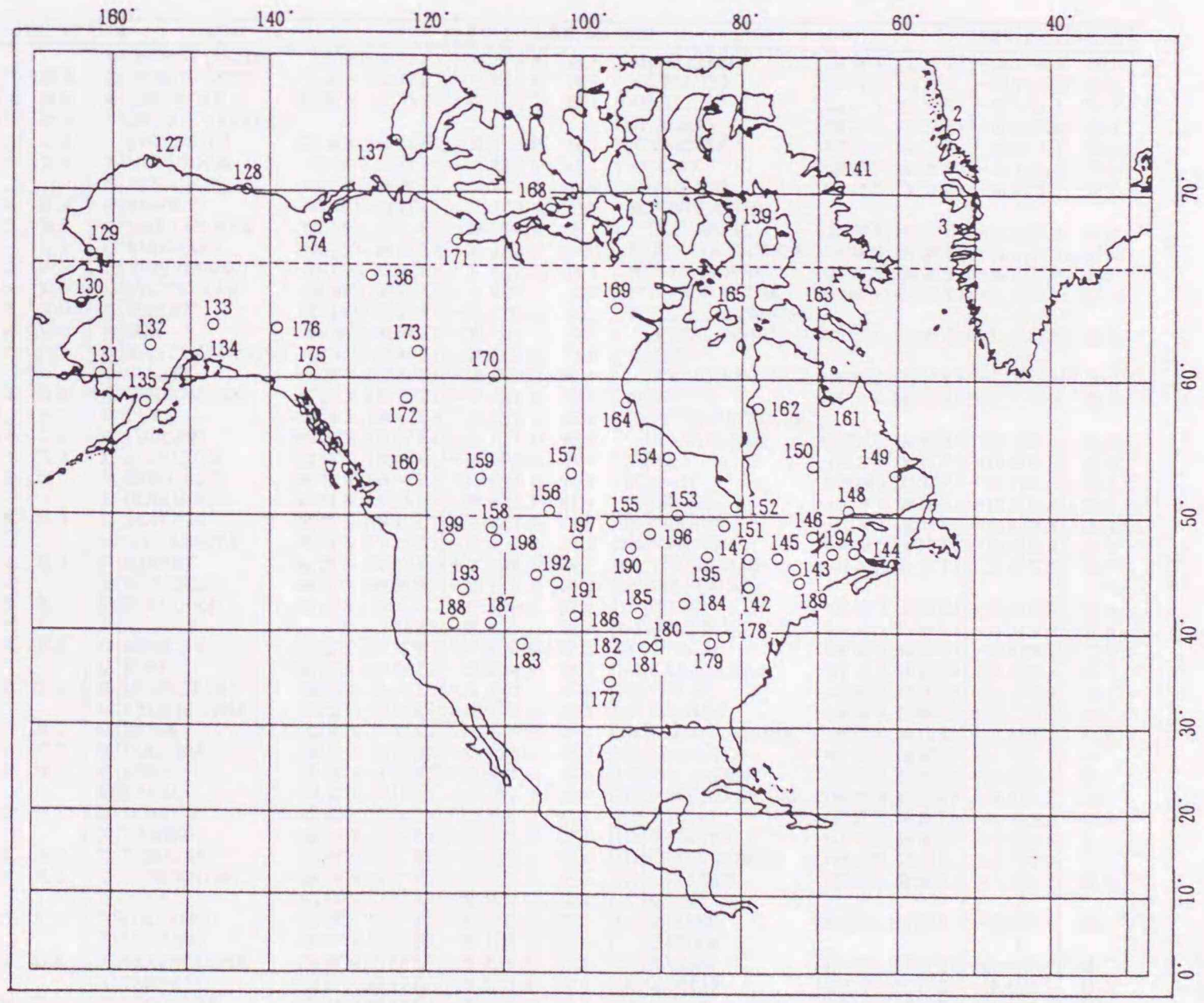


図５－４ (2) 外気温月別平均値の極値に基づく年較差が
札幌34.8°Cを越える地点のサイト番号

表５－２ (1) 外気温月別平均値の極値に基づく年較差，地点名，サイト番号

NO	SITE		MIN.	MAX.	MAX-MIN
	GREENLAND				
1	THULE	(76 31'N, 68 50'W)	−38.4	10.5	48.9
2	UPERNAVIK	(72 47'N, 56 10'W)	−30.8	9.1	39.9
3	EGEDESMINDE	(68 42'N, 52 45'W)	−29.5	10.8	40.3
4	NORD	(81 36'N, 16 40'W)	−35.3	6.5	41.8
5	DANMARKSHAVN	(76 46'N, 18 46'W)	−29.8	6.0	35.8
	NORWAY				
6	ISFJORD RADIO	(78 04'N, 13 38'E)	−29.4	7.6	37.0
7	BLINDERN	(59 56'N, 10 44'E)	−13.4	22.7	36.1
	SWEDEN				
8	KARESUANDO	(68 27'N, 22 30'E)	−24.1	16.7	40.8
9	STENSELE	(65 04'N, 17 10'E)	−21.7	17.1	38.8
10	HAPARANDA	(65 50'N, 24 09'E)	−24.4	19.6	44.0
11	HARNOSAND	(62 38'N, 17 57'E)	−16.7	18.6	35.3
12	STOCKHOLM	(59 21'N, 17 57'E)	−13.7	21.4	35.1
	FINLAND				
13	SODANKYLA	(67 22'N, 26 39'E)	−23.8	18.0	41.8
14	KAJAANI	(64 17'N, 27 41'E)	−20.8	19.4	40.2
15	VAASA	(63 03'N, 21 46'E)	−18.2	19.0	37.2
16	JYVASKYLA	(62 24'N, 25 41'E)	−18.5	19.3	37.8
17	HELSINKI	(60 19'N, 24 58'E)	−18.2	21.5	39.7
	GERMANY				
18	BERLIN	(52 31'N, 13 24'E)	−11.9	23.6	35.5
	POLAND				
19	WARSZAWA	(52 15'N, 21 00'E)	−13.9	21.4	35.3
	AUSTRIA				
20	WIEN	(48 13'N, 16 20'E)	−9.9	26.5	36.4
	HUNGARY				
21	BUDAPEST	(47 30'N, 19 05'E)	−9.0	26.8	35.8
	YUGOSLAVIA				
22	BEOGRAD	(44 50'N, 20 30'E)	−9.4	26.0	35.4
	ROMANIA				
23	IASI	(47 10'N, 27 35'E)	−12.8	23.6	36.4
24	SIBIU	(45 48'N, 24 09'E)	−14.2	23.5	37.7
25	BUCURESTI	(44 26'N, 26 06'E)	−10.6	25.9	36.5
	TURKEY				
26	ERZURUM	(39 55'N, 41 17'E)	−14.9	22.6	37.5
	IRAN				
27	MASHHAD	(36 18'N, 59 36'E)	−7.0	29.3	36.3
28	TEHRAN	(35 40'N, 51 26'E)	−4.1	31.1	35.2
	AFGHANISTAN				
29	KABUL	(34 30'N, 69 11'E)	−10.6	27.2	37.8
	KASHMIR				
30	LEH	(34 10'N, 77 36'E)	−14.5	20.5	35.0
	U.S.S.R				
31	OSTROV HEJSA	(80 37'N, 58 03'E)	−35.3	1.8	37.1
32	OSTROV VIZE	(79 30'N, 76 59'E)	−37.2	2.5	39.7
33	MYS CELJUSKIN	(77 43'N, 104 17'E)	−39.2	4.0	43.2
34	OSTROV DIKSON	(73 30'N, 80 14'E)	−36.2	9.6	45.8
35	OSTROV KOTEL	(76 00'N, 137 54'E)	−35.9	5.6	41.5
36	COKURDAH	(70 37'N, 147 53'E)	−41.7	13.7	55.4
37	OSTROV CETYREH-STOLBOVOJ	(70 38'N, 162 24'E)	−36.2	8.0	44.2
38	MURMANSK	(68 58'N, 33 03'E)	−22.8	18.9	41.7
39	ARHANGEL. SK	(64 35'N, 40 30'E)	−24.2	21.3	45.5
40	REBOLY	(63 49'N, 30 49'E)	−23.1	19.8	42.9
41	NAR JAN-MAR	(67 39'N, 53 01'E)	−30.3	18.8	49.1
42	SALEHARD	(66 32'N, 66 32'E)	−34.4	19.6	54.0
43	TURUHANSK	(65 47'N, 87 57'E)	−37.1	21.3	58.4
44	SYKTYVKAR	(61 40'N, 50 51'E)	−26.9	20.7	47.6
45	SURGUT	(61 15'N, 73 30'E)	−33.7	20.4	54.1
46	BOR	(61 36'N, 90 00'E)	−36.0	21.7	57.7
47	HANTY-MANSIJSK	(60 58'N, 69 04'E)	−30.7	20.9	51.6
48	OLENEK	(68 30'N, 112 26'E)	−48.6	20.4	69.0
49	VERHOJANSK	(67 33'N, 133 23'E)	−55.4	19.9	75.3
50	TURA	(64 10'N, 100 04'E)	−46.2	19.4	65.6
51	VILJUJSK	(63 46'N, 121 37'E)	−45.1	21.8	66.9
52	DJMJAKON	(63 16'N, 143 09'E)	−53.6	16.8	70.4
53	ERBOGACEN	(61 16'N, 108 01'E)	−43.6	19.4	63.0
54	OLEKMINSK	(60 24'N, 120 25'E)	−39.9	21.5	61.4
55	JAKUTSK	(62 05'N, 129 45'E)	−51.4	22.6	74.0
56	MYS SMIDTA	(68 55'N, 179 29'W)	−32.6	7.6	40.2
57	ILIRNEJ	(67 20'N, 168 14'E)	−44.3	15.4	59.7
58	MYS UZLEN	(66 10'N, 169 50'W)	−30.9	8.3	39.2
59	ZYRJANKA	(65 44'N, 150 54'E)	−42.8	18.8	61.6
60	ANADYR	(64 47'N, 177 34'E)	−35.0	13.1	48.1
61	SEJMCAN	(62 55'N, 152 25'E)	−47.6	19.6	67.2
62	KORF	(60 21'N, 166 00'E)	−23.9	14.4	38.3
63	LENINGRAD	(59 58'N, 30 18'E)	−19.5	22.1	41.6
64	VELIKIE LUKI	(56 23'N, 30 36'E)	−17.2	20.1	37.3
65	MINSK	(53 52'N, 27 32'E)	−15.0	20.8	35.8
66	VOLOGDA	(59 17'N, 39 52'E)	−21.6	20.8	42.4
67	KIROV	(58 39'N, 49 37'E)	−23.5	21.4	44.9
68	KAZAN	(55 47'N, 49 11'E)	−22.0	24.0	46.0
69	MOSKVA	(55 45'N, 37 34'E)	−21.6	23.5	45.1
70	TAMBOV	(52 44'N, 41 28'E)	−19.9	22.8	42.7
71	TOBOL SK	(58 09'N, 68 11'E)	−30.2	22.4	52.6
72	SVERDLOVSK	(56 48'N, 60 38'E)	−24.5	21.0	45.5
73	OMSK	(54 56'N, 73 24'E)	−30.8	22.6	53.4
74	KOLPASEV	(58 18'N, 82 54'E)	−31.0	22.3	53.3
75	ENISEJSK	(58 27'N, 92 09'E)	−35.1	22.9	58.0
76	KRASNOJARSK	(56 00'N, 92 53'E)	−26.2	20.8	47.0
77	BARNAUL	(53 20'N, 83 42'E)	−28.2	23.8	52.0
78	MINUSINSK	(53 42'N, 91 42'E)	−30.1	23.9	54.0
79	KIRENSK	(57 46'N, 108 07'E)	−39.7	22.5	62.2
80	BRATSK	(56 04'N, 101 50'E)	−28.7	20.1	48.8
81	BOGDARIN	(54 28'N, 113 35'E)	−35.7	16.6	52.3
82	IRKUTSK	(52 16'N, 104 21'E)	−29.9	22.0	51.9
83	CITA	(52 01'N, 113 20'E)	−33.0	21.8	54.8
84	ALDAN	(58 37'N, 125 22'E)	−33.6	20.8	54.4
85	DHOTSK	(59 22'N, 143 12'E)	−30.2	15.4	45.6
86	AJAN	(56 27'N, 138 09'E)	−28.9	14.0	42.9
87	BOMNAK	(54 43'N, 128 56'E)	−28.0	20.7	58.7
88	NIKOLAEVSK-NA-AMURE	(53 09'N, 140 42'E)	−32.8	21.6	54.4
89	BLAGOVESCENSK	(50 16'N, 127 30'E)	−33.2	24.2	57.4
90	HABAROVSK	(48 31'N, 135 10'E)	−26.8	22.9	49.7
91	VLADIVOSTOK	(43 07'N, 131 54'E)	−21.5	22.8	44.3
92	ALEKSANDROVSK-SAHAL INSKIJ	(50 54'N, 142 10'E)	−21.9	19.0	40.9
93	JUZNO-SAHALINSK	(46 55'N, 142 44'E)	−17.3	18.9	36.2
94	KLJUCI	(56 19'N, 160 50'E)	−24.1	17.4	41.5
95	PETROPAVLOVSK-KAMCATSKIJ	(52 58'N, 158 45'E)	−22.3	16.4	38.7
96	KIEV	(50 24'N, 30 27'E)	−15.9	25.5	41.4
97	LVOV	(49 49'N, 23 57'E)	−13.1	23.0	36.1
98	ODESSA	(46 29'N, 30 38'E)	−12.4	26.9	39.3
99	SARATOV	(51 34'N, 46 02'E)	−20.6	25.8	46.4
100	HAR KOV	(49 56'N, 36 17'E)	−16.6	24.2	40.8
101	VOLGOGRAD	(48 41'N, 44 21'E)	−21.9	27.8	49.7
102	ROSTOV-NA-DONU	(47 15'N, 39 49'E)	−17.0	25.8	42.8
103	ORENBURG	(51 45'N, 55 06'E)	−23.2	24.4	47.6
104	TURGAJ	(49 38'N, 63 30'E)	−24.8	28.2	53.0
105	KARAGANDA	(49 48'N, 73 08'E)	−20.9	23.8	44.7
106	GUR EV	(47 01'N, 51 51'E)	−19.1	29.0	48.1
107	BALHAS	(46 54'N, 75 00'E)	−23.7	27.0	50.7
108	SEMIPALATINSK	(50 21'N, 80 15'E)	−27.3	25.3	52.6
109	ALMA-ATA	(43 14'N, 76 56'E)	−17.7	27.0	44.7
110	PJATIGORSK	(44 03'N, 43 02'E)	−12.8	25.0	37.8
111	FORT SEVCENKO	(44 33'N, 50 15'E)	−9.9	28.5	38.4
112	CIMBAJ	(42 57'N, 59 49'E)	−14.5	28.5	43.0
113	TASKENT	(41 16'N, 69 16'E)	−8.3	29.1	37.4
114	KRASNOVODSK	(40 02'N, 52 59'E)	−5.2	32.0	37.2
115	ASHABAD	(37 58'N, 58 20'E)	−7.2	32.2	39.4
	KOREA				
116	INCHON	(37 29'N, 126 38'E)	−9.0	27.3	36.3
	CHINA＊				
117	HAILAR	(49 13'N, 119 45'E)	−27.0	19.7	46.7
118	QIQIHAR	(47 23'N, 123 55'E)	−19.6	22.7	42.3
119	ALTAY	(47 44'N, 88 05'E)	−16.9	22.4	39.3
120	RUOQIANG	(39 02'N, 88 10'E)	−8.4	27.1	35.5
121	HAMI	(42 49'N, 93 31'E)	−11.4	26.6	38.0

札幌34.8°Cを越える地点名のみ掲載

表５－２ (2)　外気温月別平均値の極値に基づく年較差，地点名，サイト番号

NO	SITE		MIN.	MAX.	MAX.-MIN.	NO	SITE		MIN.	MAX.	MAX.-MIN.
122	CHANGCHUN	(43°54'N,125°13'E)	−16.7	22.9	39.6	162	INUKJUAK	(58°27'N,78°07'W)	−31.8	13.6	45.4
123	YANJI	(42°53'N,129°28'E)	−14.3	21.4	35.7	163	FROBISHER BAY	(63°45'N,68°33'W)	−35.6	10.5	46.1
124	CHAO YANG	(41°50'N,120°40'E)	−11.2	24.6	35.8	164	CHURCHILL	(58°45'N,94°04'W)	−35.7	15.9	51.6
125	SHENYANG	(41°46'N,123°26'E)	−12.0	24.5	36.5	165	CORAL HARBOUR	(64°12'N,83°22'W)	−39.7	10.9	50.6
	JAPAN					166	EUREKA	(80°00'N,85°56'W)	−47.9	7.5	55.4
126	SAPPORO	(43°03'N,141°20'E)	−10.2	24.6	34.8	167	RESOLUTE	(74°43'N,94°59'W)	−40.9	7.6	48.5
	ALASKA					168	CAMBRIDGE				
127	BARROW	(71°18'N,156°47'W)	−35.6	8.1	43.7		BAY	(69°06'N,105°07'W)	−39.3	11.1	50.4
128	BARTER-					169	BAKER LAKE	(64°18'N,96°00'W)	−40.3	15.0	55.3
	ISLAND	(70°08'N,143°38'W)	−36.3	7.8	44.1	170	FORT SMITH	(60°01'N,111°58'W)	−35.2	19.9	55.1
129	KOTZEBUE	(66°52'N,162°38'W)	−32.9	15.0	47.9	171	COPPERMINE	(67°49'N,115°08'W)	−36.6	13.5	50.1
130	NOME	(64°30'N,165°26'W)	−25.6	13.6	39.2	172	FORT NELSON	(58°50'N,122°36'W)	−32.8	18.7	51.5
131	BETHEL	(60°47'N,161°48'W)	−25.1	15.1	40.2	173	FORT				
132	MCGRATH	(62°58'N,155°37'W)	−33.1	17.2	50.3		SIMPSON *	(61°45'N,121°14'W)	−27.6	16.7	44.3
133	FAIRBANKS	(64°49'N,147°52'W)	−35.4	20.2	55.6	174	INUVIK	(68°18'N,133°29'W)	−36.9	17.0	53.9
134	ANCHORAGE	(61°10'N,150°01'W)	−18.3	17.0	35.3	175	WHITEHORSE	(60°48'N,135°04'W)	−32.7	16.7	49.4
135	KING SALMON	(58°41'N,156°39'W)	−20.6	15.1	35.7	176	DAWSON	(64°03'N,139°08'W)	−30.0	15.4	45.4
	CANADA						U.S.A				
136	NORMAN WELLS	(65°17'N,126°48'W)	−39.6	18.5	58.1	177	OKLAHOMA	(35°24'N,97°36'W)	−3.7	31.3	35.0
137	SACHS					178	COLUMBUS	(40°00'N,83°52'W)	−11.4	26.8	38.2
	HARBOUR	(72°00'N,125°16'W)	−39.3	8.7	48.0	179	DAYTON	(39°54'N,84°12'W)	−11.3	25.3	36.6
138	MOULD BAY	(76°14'N,119°19'W)	−39.6	6.7	46.3	180	LOUIS	(38°45'N,90°22'W)	−9.8	30.7	40.5
139	HALL BEACH	(68°47'N,81°15'W)	−44.1	7.3	51.4	181	COLUMBIA	(38°49'N,92°13'W)	−10.2	30.6	40.8
140	ALERT	(82°30'N,62°20'W)	−43.9	6.1	50.0	182	WICHITA	(37°39'N,97°26'W)	−8.5	32.5	41.0
141	CLYDE	(70°28'N,68°37'W)	−35.2	6.7	41.9	183	GRAND				
142	TORONTO	(43°41'N,79°38'W)	−11.7	24.2	35.9		JUNCTION	(39°07'N,108°32'W)	−11.4	27.4	38.8
143	MONTREAL	(45°28'N,73°45'W)	−15.7	23.7	39.4	184	CHICAGO	(41°47'N,87°45'W)	−12.2	27.4	39.6
144	CHATHAM	(47°01'N,65°27'W)	−14.6	21.9	36.5	185	DES MOINES	(41°32'N,93°39'W)	−14.3	29.9	44.2
145	MANIWAKI	(46°23'N,75°58'W)	−17.6	20.6	38.2	186	NORTH PLATTE	(41°08'N,100°41'W)	−14.4	28.4	42.8
146	BAGOTVILLE	(48°20'N,71°00'W)	−20.5	20.7	41.2	187	SALT LAKE				
147	NORTH BAY	(46°22'N,79°25'W)	−16.2	21.0	37.2		CITY	(40°47'N,111°58'W)	−9.2	27.9	37.1
148	SEPT-ILES	(50°13'N,66°16'W)	−21.6	17.4	39.0	188	WINNEMUCCA	(40°45'N,117°48'W)	−12.8	25.1	37.9
149	GOOSE	(53°19'N,60°25'W)	−23.9	18.6	42.5	189	BURLINGTON	(44°28'N,73°09'W)	−15.8	23.7	39.5
150	NITCHEQUON	(53°12'N,70°54'W)	−29.8	15.6	45.4	190	ST.CLOUD	(45°33'N,94°04'W)	−20.9	26.1	47.0
151	KAPUSKASING	(49°25'N,82°28'W)	−22.9	19.9	42.8	191	RAPID CITY	(44°03'N,103°04'W)	−17.0	28.0	45.0
152	MOOSONEE	(51°16'N,80°39'W)	−26.1	19.8	45.9	192	SHERIDAN	(44°46'N,106°58'W)	−16.8	25.5	42.3
153	ARMSTRONG	(50°18'N,89°02'W)	−26.8	19.1	45.9	193	BOISE	(43°34'N,116°13'W)	−11.3	27.8	39.1
154	BIG TROUT					194	CARIBOU	(46°52'N,68°01'W)	−15.7	20.9	36.6
	LAKE	(53°50'N,89°52'W)	−32.4	18.1	50.5	195	SAULT				
155	WINNIPEG	(49°55'N,97°14'W)	−26.9	24.2	51.1		STE.MARIE	(46°28'N,84°22'W)	−14.9	20.1	35.0
156	REGINA	(50°26'N,104°40'W)	−29.2	21.5	50.7	196	DULUTH	(46°50'N,92°11'W)	−21.8	21.6	43.4
157	THE PAS	(53°58'N,101°06'W)	−31.9	20.7	52.6	197	BISMARCK	(46°46'N,100°45'W)	−24.6	28.7	53.3
158	LETHBRIDGE	(49°38'N,112°48'W)	−25.3	23.3	48.6	198	GREAT FALLS	(47°29'N,111°22'W)	−19.3	24.4	43.7
159	EDMONTON					199	SPOKANE	(47°38'N,117°32'W)	−13.1	24.1	37.2
	MUNICIPAL	(53°34'N,113°31'W)	−27.8	19.8	47.6		ANTARCTICA				
160	PRINCE					200	S.A.N.A.E.				
	GEORGE	(53°53'N,122°41'W)	−28.7	17.9	46.6		STATION	(70°19'S,2°21'W)	−36.0	−0.7	35.3
161	KUUJJUAQ	(58°06'N,68°25'W)	−30.7	14.0	44.7						

札幌34.8°Cを越える地点名のみ掲載

5．3　北大工学部Ａ棟の温度荷重設定用温度変化の基本値

（1）　温度変化の基本値の算定基本方針

建物の温度伸縮の主たる要因である外気温度は，図５－６に模式的に示すように日単位の周期で温度変動を繰返すと同時に年単位の周期でも変動している。したがって便宜上，温度伸縮を第２章にならい同図の年単位の温度変動に対応する長期間伸縮と日単位の日間伸縮に分けて考えることにする。

温度応力は，建物が最も伸びる夏季あるいは最も縮む冬季に大となる。したがって，温度変化としては図５－６に示す最大変化幅を考慮する必要がある。即ち，長期間の伸縮には外気温較差Ａが対応し，日間伸縮には夏季，および冬季の日間の外気温変動の内，夏季は上半分Ｂ，冬季は下半分Ｃが対応するものと考えこれらをＡに付加する。この際，夏季には日中の日射の影響分に相当するＳもさらに考慮する。冬季の日射の影響は，最低気温発生時刻が明け方近くであり，北大工学部Ａ棟が立地する札幌は冬季間積雪が見込まれるなどの理由によりないものと判断する。

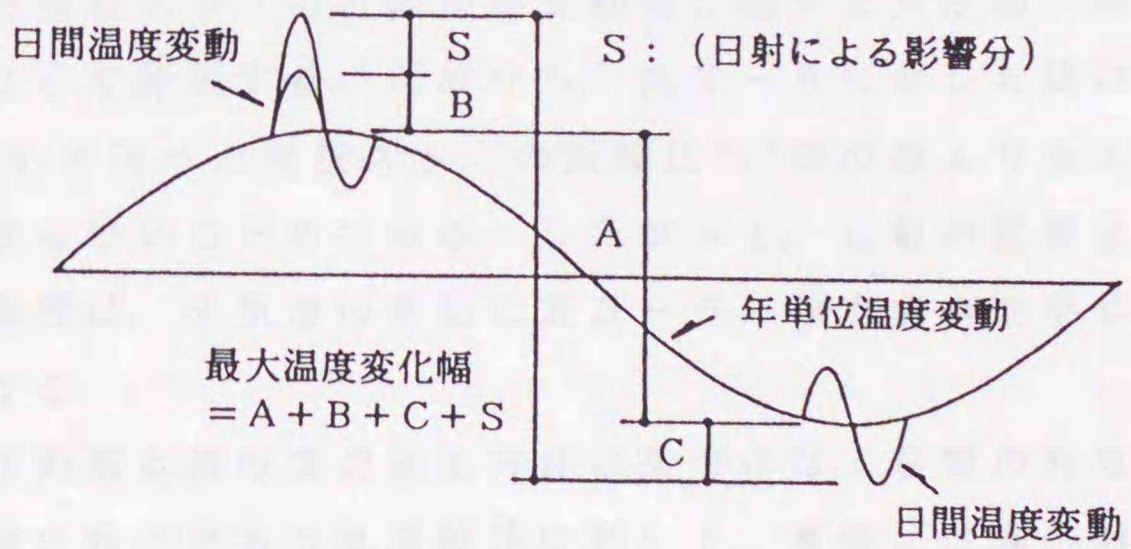


図５－６　温度変化の基本値を試算するための外気温の変動概念

（２）　温度変化の基本値の試算

温度変化の基本値の算定基本方針と第４章で述べた部材有効温度の評価を参照して，北大工学部Ａ棟の屋根スラブの温度変化の基本値の算定を試みる。具体的には昭和60年夏～61年冬の計測点A'，B'，C'，D'の試算値を求め，さらに略算の伸縮量を求めて実測値と比較する。

先ず，長期間の伸縮変動を予測する温度変化の基本値を先の第４章結論(2)に基づき評価する。気象データ[59]によれば，昭和60年夏の最高気温および61年冬の最低気温を記録した日時を挟む前後５日間の外気温データは表５－３に示すとおりである。表より，連続した５日間の各日別平均気温の平均値から得られる年較差は36.5°Cであり，これを長期間の伸縮変動に対応する外気温較差とみなす。

一方，日間の伸縮変動に対応する外気温較差は次のように考える。表５－３より，年最高気温付近での日間温度変動は 9.4°C，年最低気温付近での日間温度変動は 7.2°Cである。日射の影響を受けないと仮定した場合，第４章結論(4)および当該建物が断熱材を有することを考慮して，簡単のために温度変動の半分を屋根スラブ，屋根ばり材の有効温度とみなす。これより冬季の値は約3.6°C(=7.2×0.5)となる。

夏季の日射の効果分を含めた温度較差は，外気温変動 9.4°Cに表３－５に示した屋根スラブの日間伸縮変動幅に関する実測値／解析値の値を乗じた値として評価する。何故なら，表３－５に示した値はいずれも第４章結論(4)で述べた屋根スラブの振幅比0.5弱の値よりも大きく，日射の影響を含んでいるためである。したがって，日射の影響を考慮した部材の有効温度は，外気温の変動に表３－５に示す割合を乗じて評価されることになる。

温度変化の基本値の算定基本方針に基づけば，日間の外気温較差は長期間の伸縮に対応する外気温較差に対して，夏季には高い側，冬季には低い側のずれを考えればよい。以上のことより，各点の年間の温度荷重設定用温度変化の基本値は次のように求まる。

A'点=42.9°C ← 36.5+(0.74×9.4-9.4×0.5/2)+3.6/2

同様に，B'点=43.0°C，C'点=50.5°C，D'点=49.8°C

表５－３　年最高気温および年最低気温
を挟む前後５日間の外気温

起日	最高気温	平均気温	最低気温
	34.2	28.3	24.6
	34.4	28.6	25.0
1985.8.10	34.7*1	27.5	22.9
	31.0	26.6	23.4
	31.1	26.4	22.5
平均	33.08	27.48	23.68
	-5.0	-9.7	-13.3
	-5.6	-10.0	-14.5
1986.1.24	-6.6	-10.4	-15.3*2
	-5.5	-7.9	-9.7
	-4.2	-7.2	-9.9
平均	-5.38	-9.04	-12.54

年較差　36.5°C(=27.48+9.04)
日間温度変動　夏　9.4°C(=33.08-23.68)
日間温度変動　冬　7.2°C(=12.54-5.38)
*1 年最高気温，*2 年最低気温

この内，日射のみの影響に相当する温度はA'点=2.3°C← 0.74×9.4-9.4×0.5，B'点2.4°C，C'点=9.9°C，D'点=9.1°Cである。

以上の試算値に第３章図３－７（ｂ）に示した温度条件ⅢのA'点，C'点の伸縮率 0.402,0.403 mm/外気温°C，および同様に求めたB'点，D'点の伸縮率0.412,0.388 mm/外気温°Cを掛ければ，表５－４(a)に示す計測時刻10時のＲ階の伸縮量の略算値が得られる。同表に掲げた( )内の実測結果と較べれば，A'，B'点側で20%前後の差が認められるが，C'，D'点側では10%未満であり，おおむね妥当な値であることが分かる。同様に，夫々の試算値に２～６階の温度条件Ⅲの伸縮率を掛けると同表に示すとおりとなり，おおむね実測値に一致することが分かる。同表(b)に示した計測時刻16時についても同様の傾向が認められる。ただし，上記略算値は温度膨張係数を$\alpha=10\times10^{-6}(1/^{\circ}C)$と仮定して得られた値であり，$\alpha=12\times10^{-6}(1/^{\circ}C)$とするとその差は大きくなる。

参考のために札幌市の1966年～1990年の過去25年間の気象データ[59]に基づく温度変化の基本値を求めると，年較差，夏季および冬季の日間温度変動幅の平均値は，31.5°C,9.5°C,8.0°Cとなる。日射の影響を先の

表５－４　伸縮量略算値と実測値の比較

（ａ）　計測時刻10時　単位(mm)

階	A点	B点	C点	D点
R	17.2(14.0)	17.7(14.7)	20.4(19.5)	19.3(17.8)
6	11.8 (9.9)	12.0 (9.6)	13.6(12.2)	13.3(12.3)
5	10.0 (9.2)	10.1 (8.9)	11.4(10.9)	11.2(11.2)
4	8.8 (8.6)	8.9 (9.0)	10.1(10.1)	9.9(10.2)
3	7.5 (8.2)	7.6 (8.2)	8.6 (8.9)	8.4 (8.9)
2	5.4 (6.2)	5.3 (6.1)	6.1 (6.4)	6.0 (6.7)

（ｂ）　計測時刻16時　単位(mm)

階	A点	B点	C点	D点
R	17.2(14.7)	17.6(15.6)	20.3(20.7)	19.2(19.0)
6	11.7 (9.7)	11.7 (9.6)	13.4(12.8)	13.1(13.1)
5	9.8 (9.0)	9.8 (8.9)	11.2(11.4)	11.0(11.5)
4	8.6 (8.6)	8.7 (9.5)	9.8(10.3)	9.7(10.4)
3	7.3 (8.1)	7.4 (8.2)	8.4 (9.0)	8.2 (8.9)
2	5.3 (6.5)	5.2 (6.3)	6.0 (6.5)	5.8 (6.6)

( )内は実測値

表３－５に示したA', B'側とC', D'側の平均値1.1倍とすると，北大工学部Ａ棟の温度変化の基本値は下記のように年間45°Cと求まる。

長期間の伸縮変動に対応する外気温較差：31.5°C → 35°C

日間伸縮変動に対応する外気温較差（夏季の日射を考慮）：

夏季の高い側のずれ＋冬季の低い側のずれ

=(1.1×9.5-9.5×0.5/2)+(8.0×0.5/2)

=8.1+2.0=10.1°C → 10°C

なお，屋根スラブ以外の構面の温度変化の基本値は，第３章で求めた温度条件の比を上記45°Cに掛けて求めることができる。連続した日数を５日間とすべきか否かは議論の余地もあろうが，北大工学部Ａ棟に限れば支障は無いと思われる。

上記の長期間伸縮に対応する外気温較差35°Cは，日最高気温の日別平滑平年値（外気温の日別最高気温を1961年～1990年の30年間について平均した値の15項の単純移動平均［例えば，１月１日～１月１５日の１５日間の毎日の値を合計して15で割った値を１月８日の値として求める］）の年最高値 27.1°C(起日7/30～8/2,8/4)と日最低気温の日別平滑平年値

の年最低値－9.0°C(起日1/24)の差[60]36.1°C，あるいは外気温の月別累年平均値の最大値と最小値との差[55] 34.8°C(1876年～1989年)におおむね近い値として位置づけられる。日間の温度変化の基本値10°Cは，日別平滑平年値の日最高気温と日最低気温の差の最大値 10.3°C (起日5/13，10/9) に相当する[59]。

ところで，本章第1節で求めた札幌の外気温の年較差，例えば10年再現期待値56.7°Cは上記の温度変化の基本値45°Cに対して約1.26倍となり，外気温の年別極値に基づき得られる年較差の再現期待値を直接そのまゝ建物の温度荷重設定用温度変化の基本値とする必要はない。

5．4　むすび

第4章の結果を参照し，外気温の変動と日射の影響のみを考慮した北大工学部A棟の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値を試算した。また，気象データを基に北海道の22地点の外気温年較差の再現期待値および札幌よりも気象条件が厳しいと予想される諸外国の主要都市の外気温の月別累年平均値の資料を提示した。得られた結果は次のようである。

(1) 温度荷重設定用温度変化の基本値は，年単位の長期間の伸縮変動に対応する外気温較差と夏冬の最高，最低外気温発生時の日間伸縮変動に対応する外気温較差の夫々上半分，下半分および夏季の日射の効果分の伸縮変動に相当する温度変化分の和に等しいと考え，試算値を求めた。この値に立体解析で得られた単位外気温当たりの伸縮量を掛けて求めた伸縮量の略算値は実測値と良い対応を示した。

(2) 過去25年間(1966～1990)の気象データに基づく上記建物の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値は，45°Cとなり，この値は，外気温の年別極値から得られる年較差の再現期待値より小さい。
屋根スラブ以外の構面の温度変化の基本値は，第3章で求めた温度条件の比を上記45°Cに掛けて求めればよい。

(3) 外気温の月別累年平均値を基に世界各地の外気温較差を整理した結果によれば，較差が大きい地点はシベリアに集中している。

第 6 章

繰返し温度変化を受ける平面骨組の弾塑性挙動

温度歪をはじめとする自己歪は，終局耐力に影響を及ぼさないが，自己歪による部材剛性の低下が終局耐力時の変形の増大を招くことが指摘されている[7),61),62)]。一方，日間あるいは年間を通じた繰返し温度変動に伴う伸縮によって建物に生ずる応力に起因すると推定される鉄筋コンクリート造建物の損傷事例も報告されており[1),2)]，繰返し荷重下では構造物が交番塑性崩壊状態に達する恐れもあると指摘されている[39)]。この交番塑性崩壊は，正負繰返し荷重の作用の下で骨組の幾つかの部材が繰返し曲げを受け塑性化が引張側と圧縮側で交互に起こり，最終的に低サイクル疲労破壊に至るものであり，外気温の年較差が大きい温度環境下では交番塑性が生起する恐れがあることを否定できない。

本章では，第５章で試算された温度荷重設定用の温度変化の基本値の下での骨組の損傷程度，交番塑性発生の危険性の有無について検討する。このような観点から，交番塑性が最も生起しやすい条件，即ち正負両方向の温度変化がほぼ等しく，温度応力０の基準点が温度変化のほぼ中心にあるような条件を考える。この種の問題を解明するアプローチの仕方は，文献[39),63)]に詳しく，大きく次の２つに分けられる。

（１）変形硬化(Shake down)に関する上下界定理を用いて線形あるいは非線形計画法により問題を処理する。

（２）増分法により逐次計算する。

（１）の方法は，その適用範囲が基本的には完全弾塑性材に限られ，塑性変形に関する情報が十分に得られない。（２）の方法は繰返し計算を行う場合にその計算時間が莫大なものとなる等の欠点を有している。近藤，花井両博士は（２）の方法を発展拡張し，骨組の弾塑性挙動を繰返し変動荷重の変動領域の大きさを示すパラメータの関数として表示する方法を提案している[39)]。

本章では，温度応力が温度歪に起因する変形に関わる点を考慮し，先

ず鉄筋コンクリート部材実験で得られたこれまでの研究成果を取り込んで，出来るだけ曲げモーメント分布に忠実に部材の損傷を評価して，骨組の弾塑性挙動に関する情報を得たいと考え，上記（２）の手法によった。なお，交番塑性が発生する限界温度歪は，温度変化の履歴をあらかじめ定めないでどの部位で最も早く交番塑性に至るかを見いだし，その部位が降伏すると同時に温度歪を反転させることを繰返すことにより，一意に定めることとした。

６．１　解析法および解析仮定

繰返し計算は，部材の曲げモーメント－曲率（Ｍ－φ）関係を図６－１に示すTri-linear型とし，履歴則を図６－２に示す Degrading Tri-linear型として行った。部材任意点のＭ－φ関係は，本来実験結果に基づくべきものであるが簡単のためにここではこのように仮定した。Tri-linear型の曲げモーメント－曲率関係を仮定し，曲げモーメント分布に応じて材軸に沿う部材の損傷を評価する方法は，荒川，洪氏提案の柔域モデル[45]に同じであるが，本手法はこの方法に Degrading Tri-linear型の履歴則を随伴させ，繰返し載荷にも適用できるように拡張したものである。この方法によれば，一旦部材が損傷すると柔域が漸次変化するので増分計算に時間を要するが，部材に中間荷重が作用して材中間部が材端に先行して損傷する場合でも，部材を分割することによりその取り扱いが可能である。

なお，Skeleton Curveを規定するパラメータのうち，ひび割れモーメントMc，降伏モーメントMyは表６－１に示す経験式に基づき定め，Ｍ－φ関係における第二勾配の接線剛性低下率αは，表中のＭ－θ関係の降伏点割線剛性低下率α_yとの関係式を付録Ｄに示すように仮定し，次式で定めた。

$$\alpha = (m+2)(1-m)^2/\{2(1/\alpha_y-m)-m(1-m^2)\} \qquad (6\text{-}1)$$

ここに，$m=Mc/My$

Ｍ－φ関係の第三勾配の接線剛性低下率βは，簡単のために便宜上一律に0.001 であると仮定した。

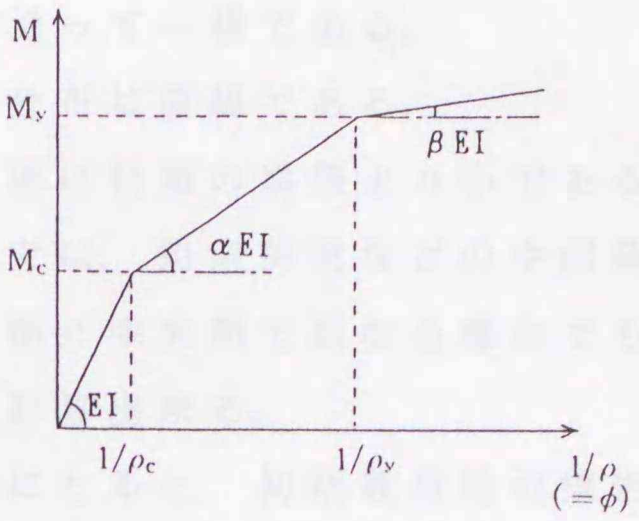


図６－１　Skeleton Curve

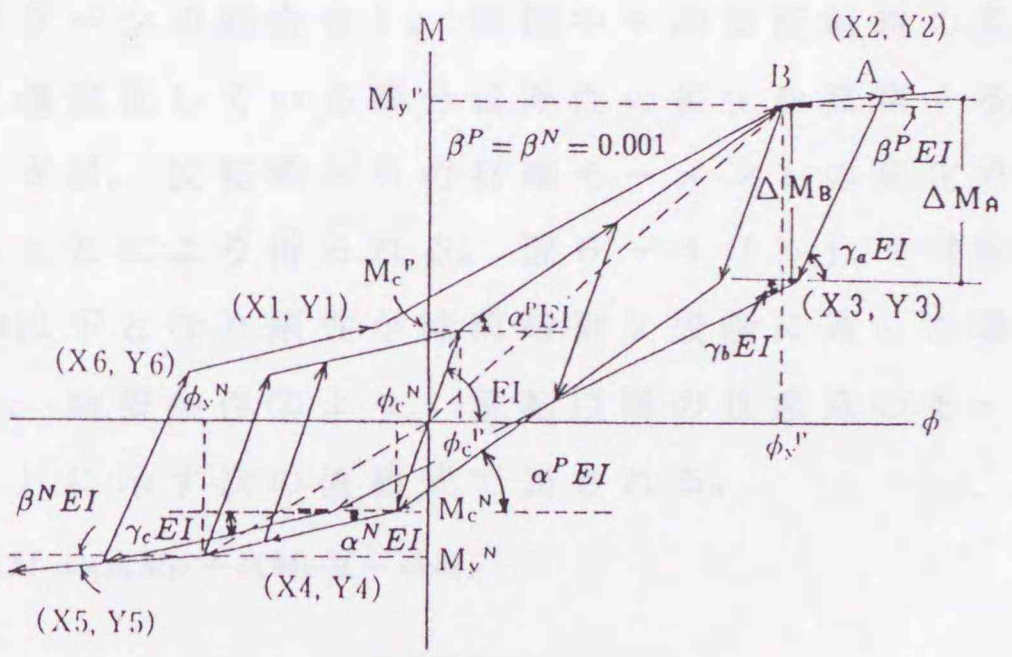


図６－２　履歴則

表６－１　塑性性状の規定指標算定式

柱・梁のひび割れモーメント：$M_c=({}_c\sigma_t+N/A)Z$

梁の降伏曲げモーメント　　：$M_y={}_s\sigma_y\cdot at\cdot j$

柱の降伏曲げモーメント　　：$M_y={}_s\sigma_y\cdot at\cdot g+0.5\,ND\{1-N({}_c\sigma_B\cdot A)\}$

$M-\theta$ 関係における柱・梁の降伏点割線剛性低下率：

$\alpha_y=(0.0432+1.635\,n\cdot p_t+0.0434\cdot Max[a/D,\,2.0]+0.325\,\eta_0)\cdot(d/D)^2$

ここに，コンクリート　${}_c\sigma_B=210$ kg/cm²　(圧縮強度)

${}_c\sigma_t=1.8\sqrt{{}_c\sigma_B}=26.1$ kg/cm²　(引張強度)

${}_cE=210\sqrt{{}_c\sigma_B/200}=215$ ton/cm²

鉄筋　${}_s\sigma_y=3.3$ ton/cm²　(降伏点)，${}_sE=2100$ ton/cm²

$g=0.8D$ (D：柱せい)，$j=7/8(D-5)$，$a=0.5L'$ (L'：クリアースパン)

$\eta_0=N/(bD\cdot{}_c\sigma_B)$ (軸力比)，A：断面積，N：圧縮軸力，Z：断面係数

柔域は，次の前提条件の下で規定した。

①履歴則は材軸に沿って一様である。

②曲げモーメント分布は直線である。

③部材中間部の損傷は材端の損傷より小である。

これらの条件下では，鉛直荷重などの中間荷重を考慮した場合，あるいは配筋が部材端部と中央部で異なる場合でも部材を分割することにより，比較的容易に計算出来る。

初期載荷を正側にとると，初期載荷時の撓性分布は図６－３，除荷時の撓性分布は，除荷の進行に伴い例えば図６－４の(a)-(g)に示すように変わる（部材端の配筋条件，損傷の進展状況が左右で異なる場合，49通りの分布パターンの組合せ）。同図中＊印は反転時の柔域，撓性が材軸に沿って直線変化している部分は剛性の劣化を意味する。柔域を規定するパラメータは，反転時からの材端モーメントの変化分を履歴則と照らし合わせることにより得られる。図６－４（ｂ）（材端モーメントが図６－２のY3以下となり剛性が除荷時第２段階に達した場合）を例に柔域を規定する。前提条件②より，反転以降の任意点のモーメント増分は，図６－５（ａ）に示す次の直線式で表される。

$$\Delta M = (\Delta M_{1'} + \Delta M_{2'})\xi - \Delta M_{1'} \tag{6-2}$$

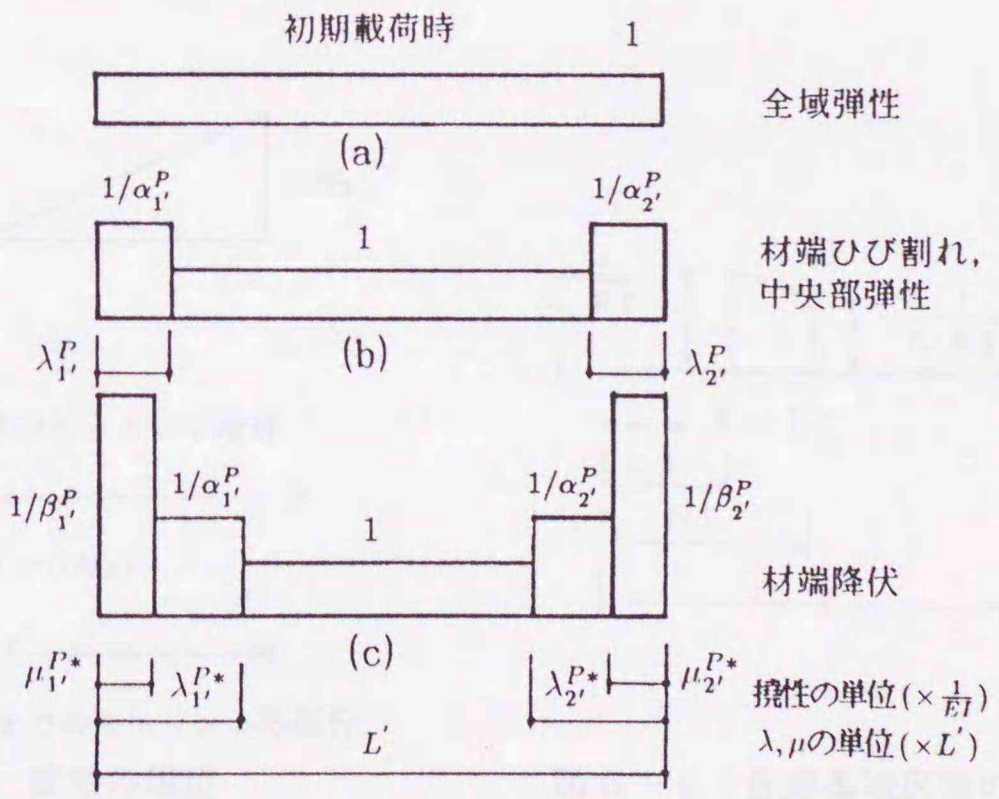


図６－３　初期載荷時撓性分布パターン

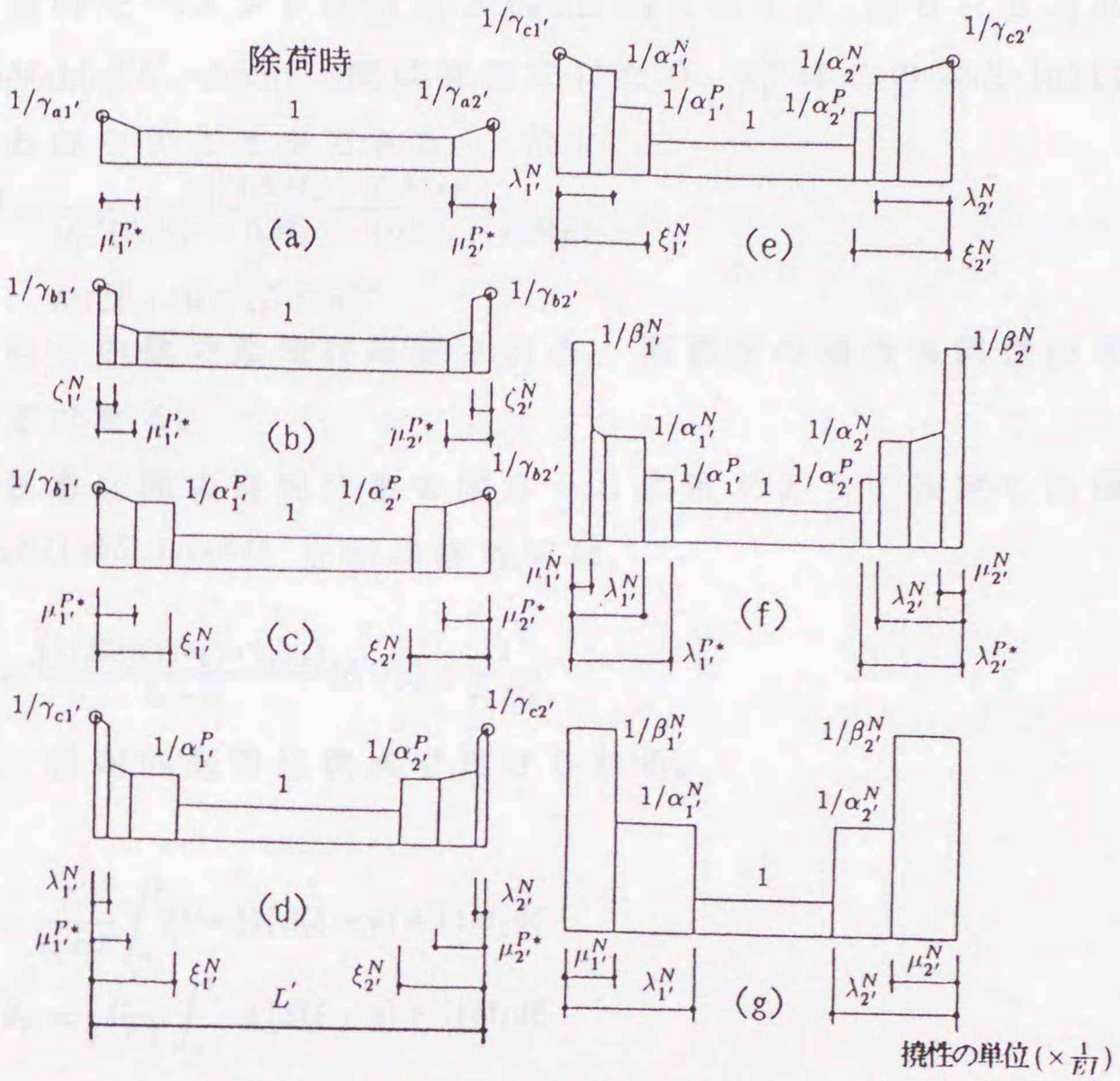


図６－４　除荷時撓性分布パターン

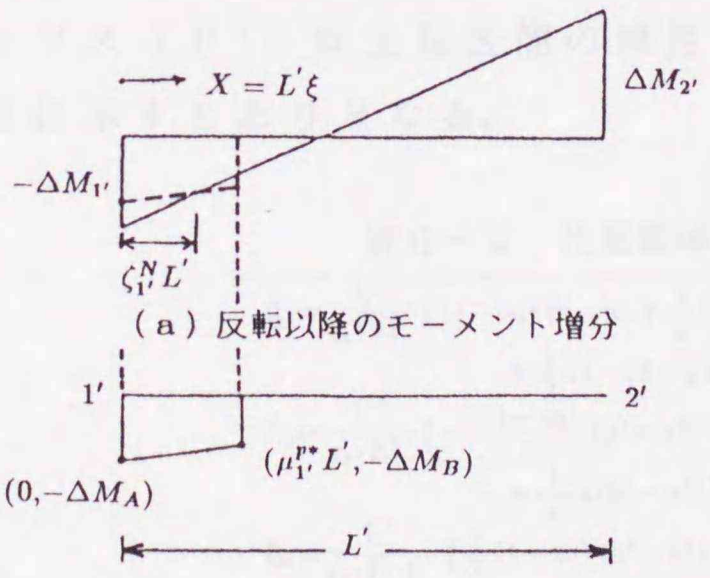


図６－５　柔域の規定

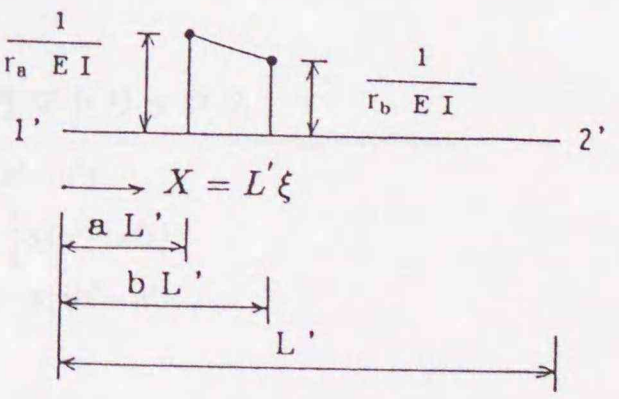


図６－６　任意柔域区間の撓性分布

一方前提条件①より，図６－２のＡ点，Ｂ点から第２段階の剛性に到達するまでのモーメント増分をΔM_A，ΔM_Bとおくと，図６－５（ｂ）の２点 $(0,-\Delta M_A),(\mu_{1'}^{P*}L',-\Delta M_B)$ 間は直線式になり，$\zeta_{1'}^{N}$はこの式と(a)図の直線式の交点とみなすことができる。故に

$$\zeta_{1'}^{N}=\frac{\mu_{1'}^{P*}(\Delta M_{1'}-\Delta M_A)}{\mu_{1'}^{P*}(\Delta M_{1'}-\Delta M_{2'})-(\Delta M_A-\Delta M_B)} \tag{6-3}$$

ただし，$0\leq\zeta_{1'}^{N}\leq\mu_{1'}^{P*}$

以下同様にその他の柔域は規定される。再載荷の場合も同様の考え方で柔域を規定できる。

部材の任意区間の撓性分布を図６－６に示すように仮定した場合，２点 $(aL',1/r_aEI),(bL',1/r_bEI)$ を結ぶ直線式は，

$$f(\xi)=\frac{(1/EI)(1/r_b-1/r_a)}{b-a}(\xi-a)+\frac{1}{r_aEI} \tag{6-4}$$

上式より，材端回転角は次式で表せられる。

$$\theta_{1'}=\frac{L'}{r_aEI}\int_a^b(1-\xi)\{S(\xi-a)+1\}M_\xi d\xi \tag{6-5}$$

$$\theta_{2'}=\frac{L'}{r_aEI}\int_a^b-\xi\{S(\xi-a)+1\}M_\xi d\xi \tag{6-6}$$

ここに，$S=(r_a/r_b-1)/(b-a)$

$M_\xi=\{M_{1'}-(M_{1'}+M_{2'})\xi\}$

上式を積分して $_L\theta_{1'}\ \theta_{2'}{}_J^T=[F^i]\ _LM_{1'}\ M_{2'}{}_J^T$ とおくと撓性マトリックス $[F^i]$ は上記区間の撓性寄与分でその各要素は具体的には表６－２に示すとおりとなる。

表６－２　任意柔域区間の撓性マトリックス

$$f_{11}^{l}=\frac{L'}{r_a\cdot EI}\cdot\left[(1-sa)(b-a)+\frac{1}{2}(s-2+2sa)(b^2-a^2)+\frac{1}{3}(1-sa-2s)(b^3-a^3)+\frac{1}{4}s(b^4-a^4)\right]$$

$$f_{12}^{l}=\frac{L'}{r_a\cdot EI}\cdot\left[-\frac{(1-sa)}{2}(b^2-a^2)+\frac{1}{3}\{(1-sa)-s\}(b^3-a^3)+\frac{1}{4}s(b^4-a^4)\right]\quad(=f_{21}^{l})$$

$$f_{22}^{l}=\frac{L'}{r_a\cdot EI}\cdot\left[\frac{1}{3}(1-sa)(b^3-a^3)+\frac{1}{4}s(b^4-a^4)\right]$$

但し，$s=(r_a/r_b-1)/(b-a)$，EI：初期剛性

したがって，部材の損傷がｎ個の柔域で規定される場合，部材の撓性は $[F] = \sum_{i=1}^{n} [F^i]$ と表記され，部材剛性マトリックスは撓性マトリックスの逆マトリックスとして得られる。なお，柱・はりの接合部は剛域として取扱い，塑性化の判定は危険断面で評価した。

以上の他，構成方程式中では上記の曲げ変形に加えて軸方向変形を曲げ変形とは分離し，常に弾性範囲内にあると仮定し考慮した。ただし，せん断変形については，解析対象が柱，はりから成る骨組であるためその影響については小さいと考え考慮しなかった。したがって，危険断面における構成方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} k'_{11} & k'_{12} & 0 \\ k'_{21} & k'_{22} & 0 \\ 0 & 0 & k_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \\ \delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M'_1 \\ M'_2 \\ N \end{Bmatrix} \tag{6-7}$$

6．2　実験結果による検証

ここでは，青山博之博士が自己歪を有する骨組の終局耐力について実験的な検討を行った図６－７に示す骨組[61]について本解析法を適用し，比較を行う。

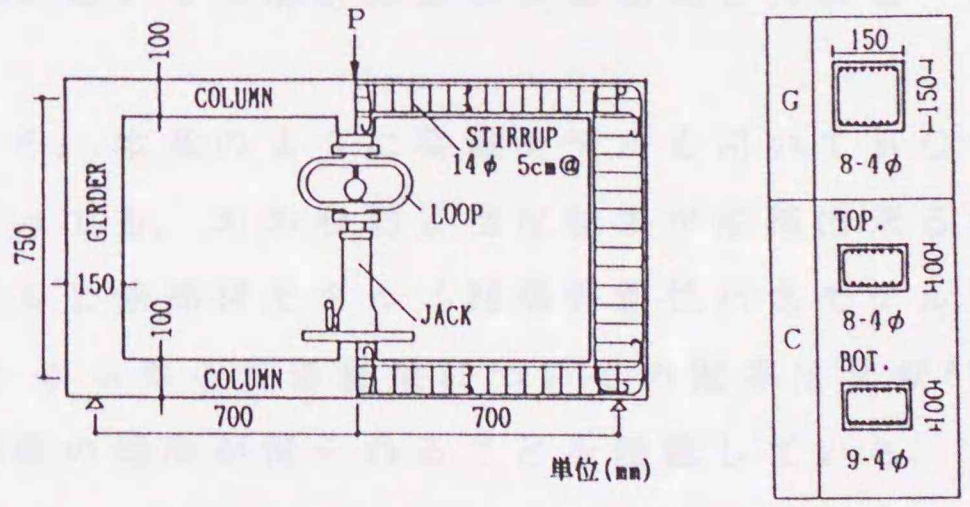


図６－７　試験体の形状および配筋（青山による実験）

実験は，ジャーナルジャッキ，ループダイナモメータを図６－７に示すように装着し，自己歪を与えた後に水平力をアムスラー試験機で加えたものである。青山博之博士はこの方法により，(1)水平力のみ加えた場合，(2)自己歪を初ひび割れが発生するまで与え，その後水平力を加えた場合，(3) 自己歪を降伏部材が生ずるまで与え，その後水平力を加えた場合，について検討を行っている。ここでは，実験結果が掲載されている試験体のうち次の２例(S1-3,S1-4) について比較を行った。

図６－８は，水平力のみ作用させた試験体 S1-4 と鉄筋，コンクリートの材料特性が S1-4 と同じで柱脚が自己歪によって降伏した後，水平力を作用させた S1-3 の試験体の層せん断力と柱頭節点水平変位の関係について実験値と解析値を示したものである。青山博之博士はこの実験および理論的考察から，"自己歪の存在は終局耐力には影響を及ぼさないが，終局時の変形を増大させる要因となる。"と指摘している[61),62)]。同図によれば，Skeleton CurveをTri-linearで仮定した本解析値においても自己歪の存在による骨組の剛性低下とそれに伴う変形の増大が認められる。図中に示した解析で得られた塑性化順序を参照すると，S1-3では層せん断力が加えられる時点で既に部材が損傷し，その後の部材の損傷進展過程も S1-4 と明らかに異なる。したがって，S1-3の剛性低下の傾向は明らかに自己歪が原因で生じたものと考えられる。水平力のみを作用させた S1-4 においては終局時の耐力は解析結果が実験結果よりやや小さいが，S1-3においては解析結果は実験結果と良好な一致を示している。

以上のことから，本章のように柔域モデルを用いてＲＣ骨組の弾塑性挙動の検討を行っても，おおむね妥当な結果が期待出来るものと考える。なお，柔域モデルと他部材モデル（材端弾塑性バネモデル[40)]，柔性パラボラモデル[43)]）から得られる結果についての関係は文献[45)]に詳しく，予備計算でも同様の傾向が得られることを確認している。

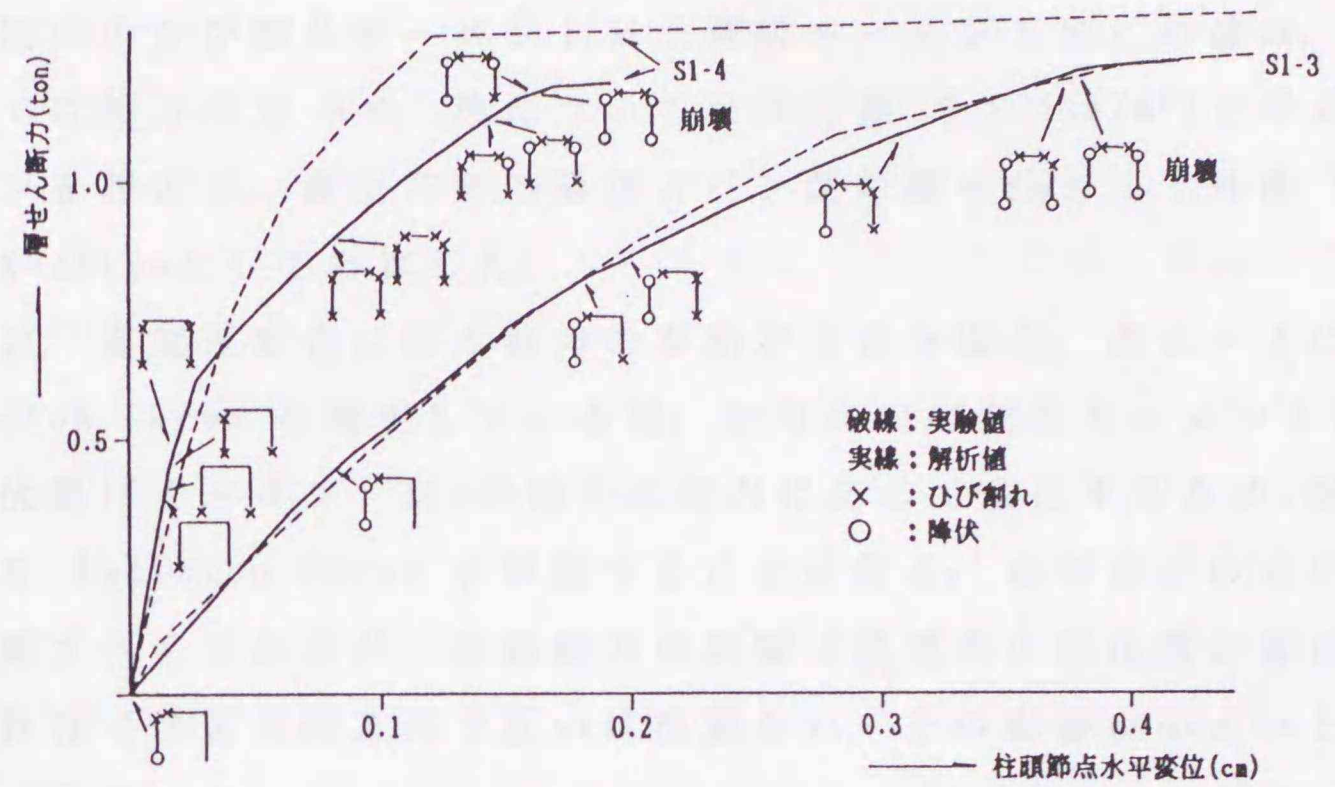


図６－８　層せん断力と柱頭節点水平変位の関係

６．３　解析結果に及ぼす諸要因の検討

骨組の温度条件は解析対象が平面骨組であることを考慮して全部材とも一様に生ずると仮定し，図６－９に示す断面諸元を有する柱脚完全固定の１層多スパン純ラーメン骨組を例に，はりの等分布鉛直荷重，はりの分割数およびスパン数の違いが解析結果に及ぼす影響について検討した。

１層多スパン純ラーメン骨組を解いた理由は，特に耐震壁が非対称に偏在していない限り，温度伸縮に伴う柱，はりの曲げモーメントは１層で壁の水平拘束力が期待

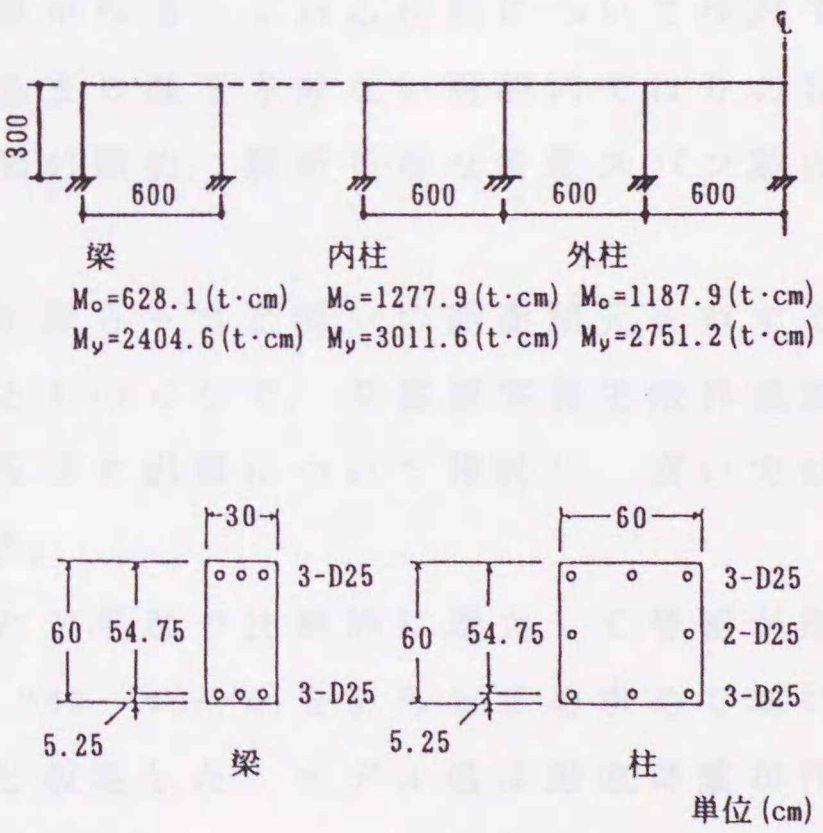


図６－９　解析骨組の断面諸元

できない場合に大きくなること，並びに計算機容量，演算時間の制約による。

同図中のひび割れモーメントMc,降伏モーメントMyの値は，はりについては軸方向力 N=0，柱については床荷重 を1(ton/m²)と考えた側ラーメンを想定し，直交方向の隣接スパン間距離を6mとし，外柱 N=9ton，内柱N=18tonとして計算した。

なお，温度歪変化に伴う軸力の変動が生じた場合，表６－１に示したSkeleton Curve を規定している柱，はりのひび割れモーメントMcと柱の降伏曲げモーメントMyが軸力の値Nに応じて変化するため,図６－１に示す Skeleton Curve が移動することになる。本来はこの点についても考慮すべきであるが，変動軸力の影響は温度歪の変化幅に着目した以下の計算では正負両方向で互いに相殺され，その影響は小さいと判断し考慮しなかった。

（１）　鉛直荷重およびはりの分割数の影響

通常繰返し温度変化は，建物の骨組に固定荷重，積載荷重等の鉛直荷重が作用している状態の下で起こる。したがって，重ね合わせの原理があてはまらない塑性解析は鉛直荷重が作用している状態について検討する必要がある。また，解析精度をあまり低下させない範囲内ではりの分割数を少なくすることは，演算時間の節約，解析可能な骨組スパン数の増大など効率的な解析につながる。

以下では，先ず等分布鉛直荷重が図６－９と同一の断面諸元を有する２スパン骨組のはりに作用しているものとして，交番塑性発生限界温度歪（以後，限界温度歪と呼ぶ）に及ぼす影響について検討し，次いではりの分割数の影響について検討した。

等分布鉛直荷重の大きさは，それが単独で比例的に増大して骨組が崩壊するときの等分布鉛直荷重 (13.342 ton/m)をあらかじめ求めておいて，その 1/6,1/8,1/10 倍の荷重と仮定した。モデル名は鉛直荷重が作用していない場合をV-0，その他をV-1/6，V-1/8,V-1/10とした。V-1/6の場合の鉛直荷重単独による最大モーメントはひび割れモーメントの約

86%であって，全ての部材応力が弾性範囲内にある。解析を行うにあたり，はりは８等分割，温度歪の増分値は10×10^{-5}とした。

いずれのモデルにおいても外柱柱脚が最も早く交番塑性状態に達するが，表６－３にV-0 とV-1/6 を例に繰返し温度変化を作用させた場合の限界温度歪の推移，図６－１０に各モデルの第一サイクル目の限界温度歪とその変化幅を示す。表６－３によれば，鉛直荷重による応力の存在によって限界温度歪は負側にずれるが，その変化幅についてはほとんど差の無いこと，繰返しを重ねるごとに限界温度歪の値が僅かずつ変化し，その変化の割合は鉛直荷重が作用している場合にやゝ大きいことが分かる。前者については図６－１０においても明らかで，鉛直荷重が大きい程，V-0 モデルの限界温度歪に対するずれが次第に大きくなっていくが，その変化幅に差はみられない。但し，表６－４に示す初期載荷時（温度歪は負側に変化）におけるV-0 と V-1/6の塑性化順序を比較すると，鉛直荷重の存在によって塑性化順序が異なることが分かる。

以上のことより，鉛直荷重による応力が弾性範囲内の場合，その応力の有無は部材の塑性化順序，限界温度歪の値に影響を与えるが，その変化幅に対してはほとんど影響を与えないといえよう。

表６－３　外柱柱脚の交番塑性発生
限界温度歪の推移

単位（$\times10^{-5}$）

モデル名	(A)	(B)	|(A)|+(B)
V－0	－217.72	252.07	469.79
	－217.54 (1 CYCLE)	252.26	469.80
	－217.36 (2 CYCLE)	252.45	469.81
	－217.15 (3 CYCLE)	252.65	469.80
	－216.93 (4 CYCLE)	252.87	469.80
	－216.46 (5 CYCLE)	253.33	469.79
V－1/6	－232.56	236.98	469.54
	－235.37 (1 CYCLE)	234.17	469.54
	－237.62 (2 CYCLE)	231.93	469.55
	－238.77 (3 CYCLE)	230.79	469.56
	－239.71 (4 CYCLE)	229.87	469.58
	－240.58 (5 CYCLE)	229.02	469.60

(A)　負側交番塑性発生限界温度歪
(B)　正側　　〃
|(A)|+(B)　交番塑性発生限界温度歪の変化幅

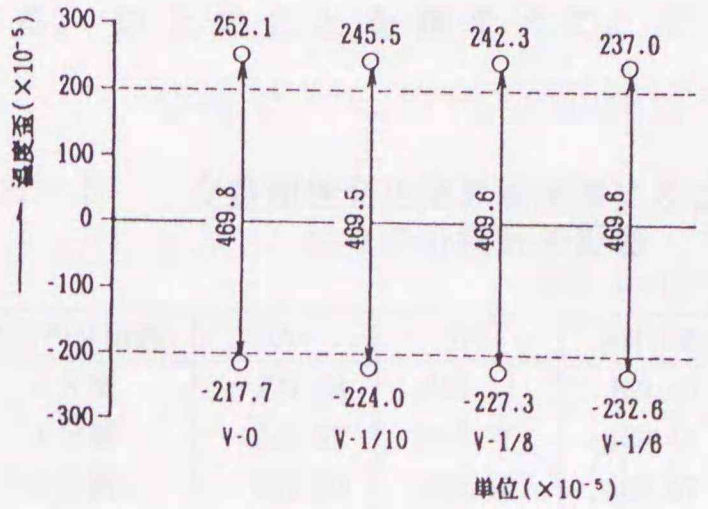
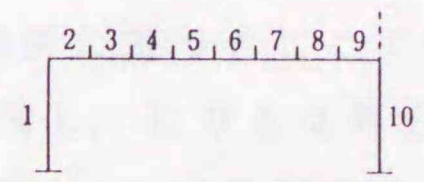


図６－１０　交番塑性発生限界温度歪に及ぼす
鉛直荷重の影響（第１サイクル目）

表６－４　　塑性化順序に及ぼす鉛直荷重の影響
（第１サイクル目：温度歪負側）



(I,J) : I 部材番号
J=1 柱脚, 左端
J=2 柱頭, 右端
×:ひび割れ, ○:降伏

V－0 モデル		V－1/6 モデル	
発生部位	損傷の別	発生部位	損傷の別
(1,1)	×	(9,2)	×
(2,1)	×	(1,1)	×
(3,1),(2,2)	×	(5,1),(4,2)	×
(4,1),(3,2)	×	(4,1),(3,2)	×
(9,2)	×	(9,1),(8,2)	×
(9.1),(8,2)	×	(3,1),(2,2)	×
(1,2)	×	(2,1)	×
(5,1),(4,2)	×	(6,1),(5,2)	×
(1,1)	○	(1,1)	○

注）表中の上に掲げた部位から順に損傷

次に，はりの分割数の違いが解析結果に及ぼす影響について検討する。解析骨組は，先と同様の２スパン骨組とし，はりの分割数は各々2,4,8,16等分割とした。また，はりに作用させた鉛直荷重は先の V-1/8モデルに同じとした。表６－５は，各分割について得られた第一サイクル目の限界温度歪およびその変化幅である。同表によれば，分割数を増すに従い限界温度歪は負側に徐々にずれるが，2等分割と16等分割の差は，7.07×10^{-5}で16等分割の限界温度歪(-227.75×10^{-5})に対し，その割合は3.1％と小さい。一方，限界温度歪の変化幅は有効数字３桁まで同一であり，

はりの分割を少なくして計算しても限界温度歪の変化幅に殆ど影響を与えないことが分かる。以上のことを踏まえて，以下でははりを２等分割として計算する。

表６－５　交番塑性発生限界温度歪に及ぼすはりの分割数の影響

単位（$\times 10^{-5}$）

はりの分割数	(A)	(B)	|(A)|+(B)
2分割	−220.68	248.72	469.40
4分割	−225.65	243.77	469.41
8分割	−227.29	242.28	469.57
16分割	−227.75	242.10	469.85

(A) 負側交番塑性発生限界温度歪（第一サイクル目）
(B) 正側　〃　（　〃　）
|(A)|+(B) 交番塑性発生限界温度歪の変化幅（　〃　）

（２）　スパン数，柱軸方向力，スラブ有効幅の影響

先の２つの検討結果に基づきここでは，はりに作用する鉛直荷重をV-1/8モデルのそれに同じ，はりを２等分割とし，スパン数，柱軸方向力，スラブ有効幅の影響について検討する。なお，交番塑性問題において重要となる限界温度歪の変化幅に着目する場合には，鉛直荷重を作用させなくても，作用させた場合とほぼ同じ結果が期待出来ることが先の検討結果から明らかであるので，繰返し温度変化のみを与えた解析も行った。

図６－１１は，スパン数と交番塑性発生限界温度歪変化幅およびスパン数とひび割れ発生限界温度歪変化幅の関係を示したものである。図中の○印は，図６－９に示した骨組と同一断面諸元を有する柱脚完全固定の骨組で最も早く交番塑性状態となる外柱柱脚の限界温度歪変化幅，×印は同じくひび割れ発生限界温度歪変化幅を示したものである。また，●印は上記の骨組に屋根ばりと同じ断面諸元を有する基礎ばりがあるとした場合の限界温度歪変化幅である。同図によれば○印の限界温度歪変化幅は，本章の解析範囲内ではスパン数の増大に伴いおおむね反比例的に減少していることが分かる。また，（　）内に示した値は繰返し温度変化のみ与えた場合の結果であるが，その値は，繰返し温度変化に加えて鉛直荷重を同時に考慮した（　）外の結果とほとんど差が無い。×印で示したひび割れ発生限界温度歪変化幅も同様にスパン数の増大に伴い

反比例的に減少している。

一方，基礎ばりを有する場合には柱脚の固定度が弱まることもあり，基礎ばりの無い場合よりも限界温度歪の変化幅は約1.5～2.1倍大きくなっている。

ＲＣ骨組の温度膨張係数を$\alpha=10\times10^{-6}$(1/°C)と仮定した場合，骨組の温度変化幅は，同図中の縦軸の単位($\times10^{-5}$)を省略した数値に相当し，図中に破線で示した第５章で求めた６層建物の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値(45°C)に較べ大きい。したがって，ここで検討した１層のＲＣ純ラーメンの骨組のスパン数の範囲内では交番塑性に至る部材は生じない。しかし，ひび割れ発生限界温度歪変化幅の値は上記の試算値よりも小さく，相当程度のひび割れが発生するものと推測される。ちなみに上記試算値の半分の値よりも小さい -20.1×10^{-5}の温度歪時における10スパン骨組の損傷状況は，図６－１２に示すようであった。

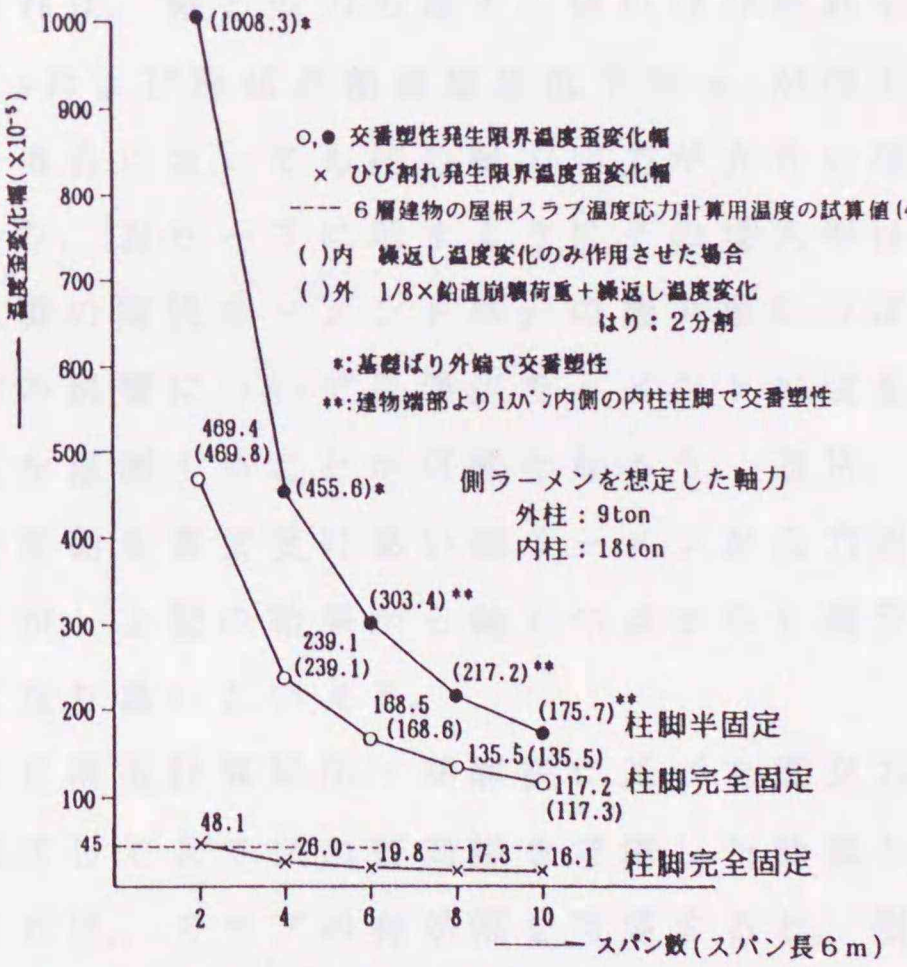


図６－１１　交番塑性およびひび割れ発生限界温度歪変化幅に及ぼすスパン数の影響

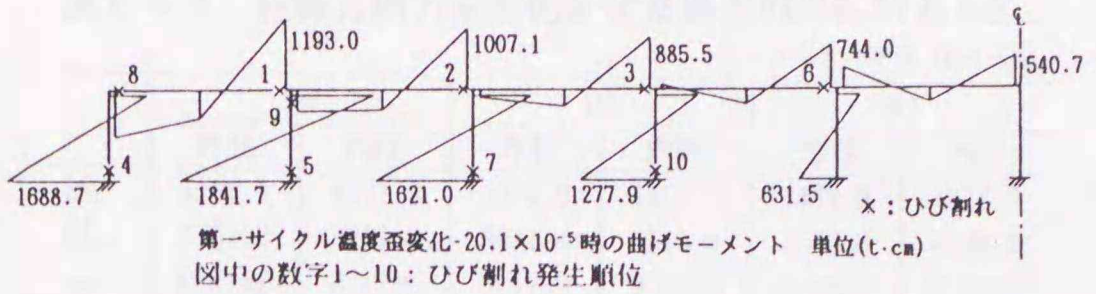


図６－１２　温度歪-20.1×10^{-5}時のひび割れ損傷状況

次に，柱の軸方向力の大きさを次の３通り，(a)側ラーメンを想定した場合，(b)中ラーメンを想定した場合，(c)２層分の軸力を負担した中ラーメンを想定した場合，に変えた計算結果について述べる。軸方向力の増大に伴い，ひび割れモーメントMc，降伏モーメントMyおよび降伏点割線剛性低下率α_yは，表６－６に示すとおり増大する。計算はスパン数を全長２～２０スパンまで変化させて行った。なお，ここでの計算は柱脚完全固定の１層均等ラーメンに温度変化のみを与え行った。

図６－１３によれば，軸方向力の増大に伴いひび割れモーメントMc，降伏モーメントMyおよび降伏点割線剛性低下率α_yが増大するため，いずれのスパン数の場合においても柱の軸方向力が大きい程限界温度歪の変化幅は大きくなり，表６－７に示すようにその増大率は最も早く交番塑性に至る外柱柱脚の降伏モーメントMy の増大率にほぼ等しかった。したがって，軸力の影響については降伏モーメントの値を比較することによってその大略を推測することが可能となろう。通常，温度応力に対しては，外気温の変動を直接受け易い側ラーメンが応力的に厳しくなることが予想されるが，上記の結果から軸力の点からも側ラーメンが中ラーメンより不利になり易いといえる。

なお，現行のＲＣ構造計算規準・同解説に基づき直交方向の隣接スパン間距離を6mと仮定してスラブの有効幅を考慮した計算も行った。

図６－１４によれば，スラブの有効幅を考慮すると，限界温度歪の変化幅はスラブを無視した場合の約80%～90%程度の値になり，温度応力に対して不利になることが分かる。これは，表６－８に示すように外柱柱脚が降伏するときの温度歪の値が，負の温度歪変化時にはスラブを無

表６－６　柱軸方向力を変化させた場合のMc, My, αy

モーメントの単位 (ton･cm)

	(a)		(b)		(c)	
	外柱	内柱	外柱	内柱	外柱	内柱
M_c	1187.9	1277.9	1277.9	1457.9	1457.9	1817.9
M_y	2751.2	3011.6	3011.6	3513.0	3513.0	4438.7
α_y	0.1767	0.1799	0.1799	0.1863	0.1863	0.1992

(a):側ラーメンを想定した場合（外柱N=9,内柱N=18 ton)
(b):中ラーメンを想定した場合（外柱N=18,内柱N=36 ton)
(c):中ラーメンを想定した場合（外柱N=36,内柱N=72 ton:2層分)

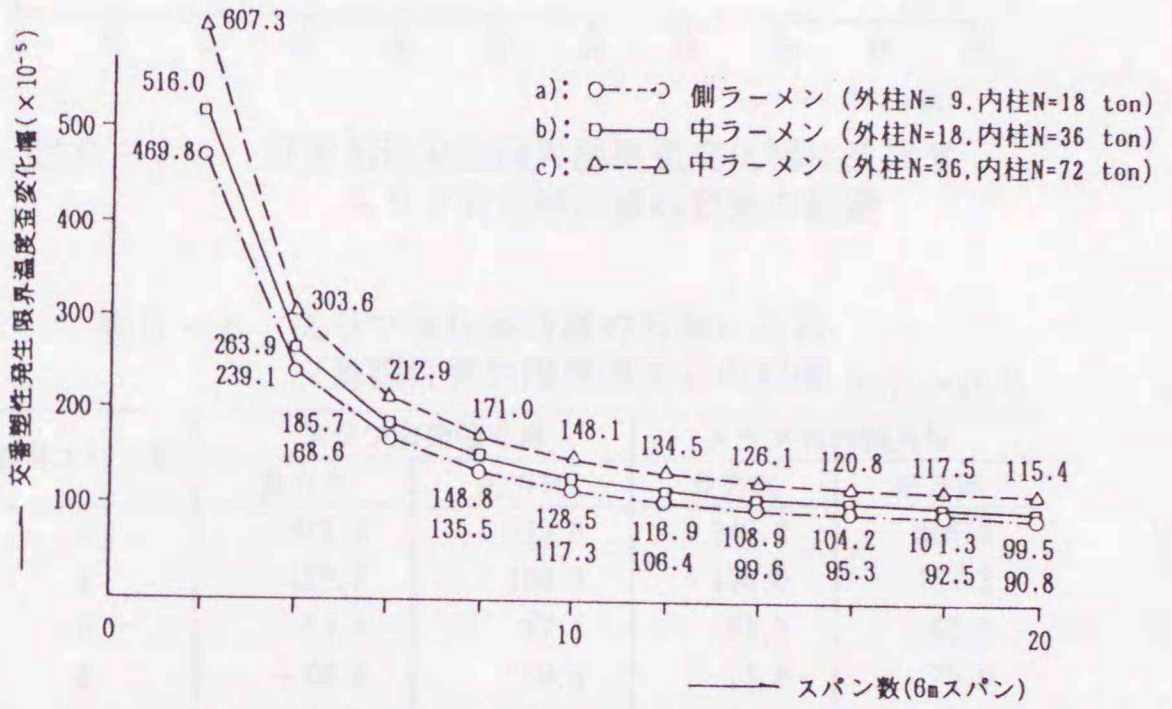


図６－１３　交番塑性発生限界温度歪に及ぼす柱軸方向力の影響

表６－７　交番塑性発生限界温度歪変化幅の増大率と降伏モーメントの増大率の関係

全長スパン数	交番塑性限界温度歪変化幅の比		外柱柱脚降伏モーメントの比	
	(b)/(a)	(c)/(a)	(b)/(a)	(c)/(a)
2	1.098	1.293		
4	1.104	1.270		
6	1.101	1.263		
8	1.098	1.262		
10	1.095	1.263	全て共通	全て共通
12	1.099	1.264	1.095	1.277
14	1.093	1.266		
16	1.093	1.268		
18	1.095	1.270		
20	1.096	1.271		

(a):側ラーメンを想定した場合（外柱N=9,内柱N=18 ton)
(b):中ラーメンを想定した場合（外柱N=18,内柱N=36 ton)
(c):中ラーメンを想定した場合（外柱N=36,内柱N=72 ton:2層分)

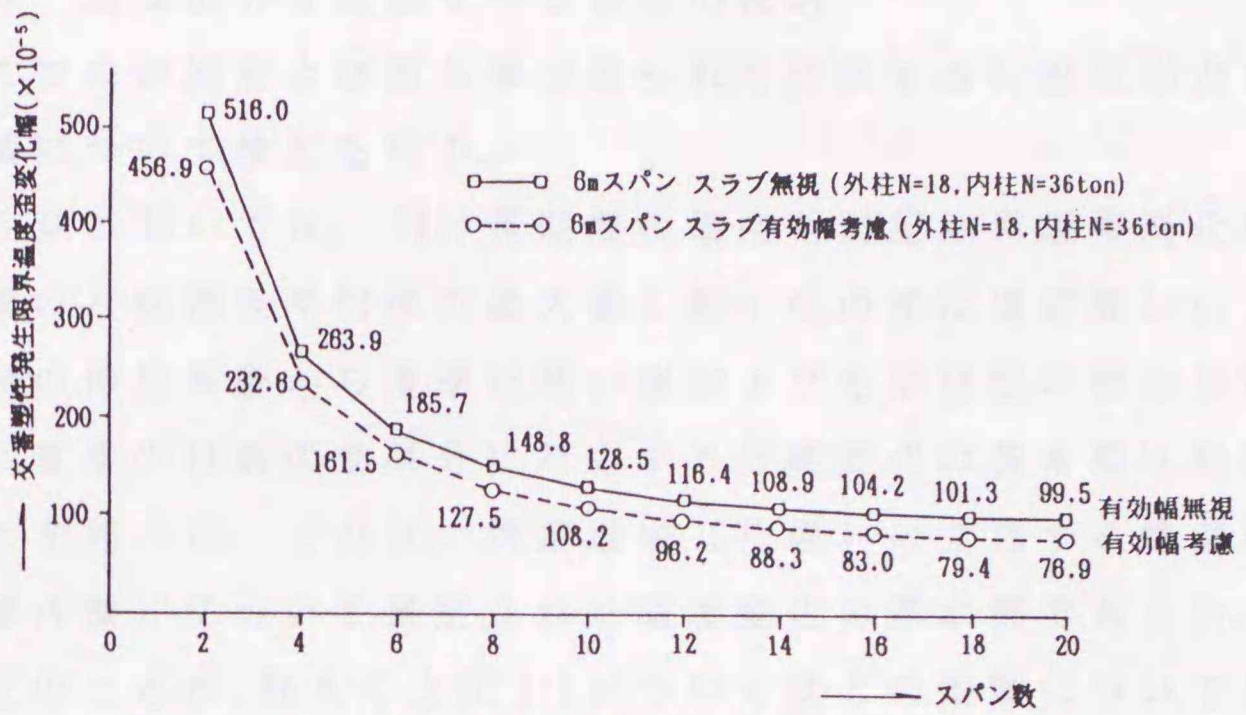


図６－１４　交番塑性発生限界温度歪変化幅に及ぼす
スラブ有効幅考慮の有無の影響

表６－８　スラブ有効幅考慮の有無による
交番塑性発生限界温度歪の相違　単位 ($\times 10^{-5}$)

全長スパン数	スラブ有効幅考慮		スラブ有効幅無視	
	負方向	正方向	負方向	正方向
2	−243.0	213.9	−249.2	266.8
4	−122.7	109.9	−130.6	133.3
6	−84.4	77.1	−91.9	93.8
8	−66.9	60.6	−73.8	75.0
10	−56.6	51.5	−63.8	64.6
12	−50.2	46.0	−57.9	58.5
14	−45.9	42.4	−54.2	54.7
16	−43.1	40.0	−51.9	52.3
18	−41.1	38.3	−50.4	50.9
20	−39.7	37.2	−49.5	50.0

外柱柱脚降伏時の温度歪

視した場合とおおむね同じであるが，正の温度歪変化時には小さな温度歪の段階でも，最外端スパンのはり上端が負担すべき材端モーメントがスラブの協力分大となり，それに釣合うように外柱柱頭，柱脚の材端モーメントも大となって，外柱柱脚が降伏モーメントに達するからである。

なお，６層建物の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値（45°C)と較べると，スラブの有効幅を考慮しても全長20スパンまでの範囲内では交番塑性に至らない。

6．4　温度応力を配慮すべき地域の検討

ここでは前節および第５章で得られた結果を基に温度応力を配慮すべき地域について検討を行う。

第５章においては，(1) 長期間の温度荷重設定用温度変化の基本値は外気温の月別累年平均値の最大値と最小値の差にほぼ等しいこと，(2) 長期間の伸縮挙動から夏季は高い側および冬季は低い側の日間の温度変動分と夏季の日射の効果分に対応する温度変化の基本値は約10°C，であることを述べた。これは，特定地域（札幌）に立地する特定建物（北大工学部Ａ棟）について推定された温度変化の基本値であった。

以上のことが，敢えて上記(1)についてはどの地域についても当てはまり，(2)については同様に一律に10°Cであるとした仮定の下で骨組の損傷程度について若干の考察を試みる。

検討対象骨組は前節に掲げた全長20スパンの１層純ラーメン骨組とし，骨組は先に検討した屋根スラブと同様外気温の変動を強く受けるものとする。

ここで，前節の計算例からスラブ有効幅を考慮した全長20スパンの骨組の限界温度歪変化幅76.9($\times 10^{-5}$)を例にとり，温度膨張係数を $\alpha = 10 \times 10^{-6}$(1/°C)と仮定すると，温度変化の幅は76.9(°C)となる。

したがって，

温度荷重設定用温度変化の基本値

＝（外気温月別累年平均値の最大値－最小値）＋10°C＞76.9°C

の条件に該当する地点，すなわち表５－２中の(MAX-MIN)の温度が66.9°Cを越える地点においては交番塑性が生ずる恐れがある。これに該当する地点は同表(1) に示すシベリアの６地点である。

ただし，旧ソビエトの鉄筋コンクリート構造物の規準では文献[35]によれば，通常の建物は最大30m間隔に伸縮継手を設けていれば温度応力を考慮しなくてもよいとされている。

なお，スラブ有効幅を考慮した場合，全長10スパン(60m) の建物であってもひび割れ発生限界温度の変化幅は，$\alpha = 10 \times 10^{-6}$(1/°C)と仮定すると17.3°Cである。５章で試算した６層建物の屋根スラブの温度変化の基

本値45°Cは，10スパンのときの交番塑性発生限界温度の変化幅 108.2°Cに較べるとはるかに小さいが，初ひび割れが発生する温度変化幅の約2.6倍の値に該当している。したがって，札幌においても計算例と同じような条件の骨組ならば，温度応力によって柱，はりにひび割れが生ずるものと思われる。

6．5　交番塑性発生限界温度歪変化幅の推定

図６－１５は，スパン長を変えた場合のひび割れ発生温度歪に対する限界温度歪変化幅の比を示したものである。図中の軸方向力は中ラーメンを想定した軸力であり，同一建物長さに対する層重量を一定として計算した。同図によれば，建物の全長が50m 前後では，交番塑性発生限界温度歪変化幅はひび割れ発生温度歪の 16～17倍，120m 前後では同様に12.4～13.2倍である。この割合は，スパン長が違っても建物長さ全域を通じてほぼ一定範囲内にあり，スパン数の増大に伴って次第に一定値に収束する傾向がみられる。図に併記した式は，上記割合を最小２乗法を用いて近似的に表したものである。＋の記号は，上式を±0.5 上下に平行移動した式の値を表示したもので，おおむね先の割合の低下傾向を良く表わし，交番塑性発生限界温度歪の変化幅の上下限をほぼ押さえている。このような式を上記以外の骨組についても整備して，ひび割れ発生温度歪から限界温度歪変化幅の近似値を求めることができれば，弾性計算からひび割れ発生温度歪を求めて容易に交番塑性発生の危険性の有無を把握することができよう。

$$\Psi = 7.795e^{-0.0003588\ell^2} + 12.94 \quad (8 \leq \ell \leq 120)$$

ここに，ℓ:建物全長 (m)

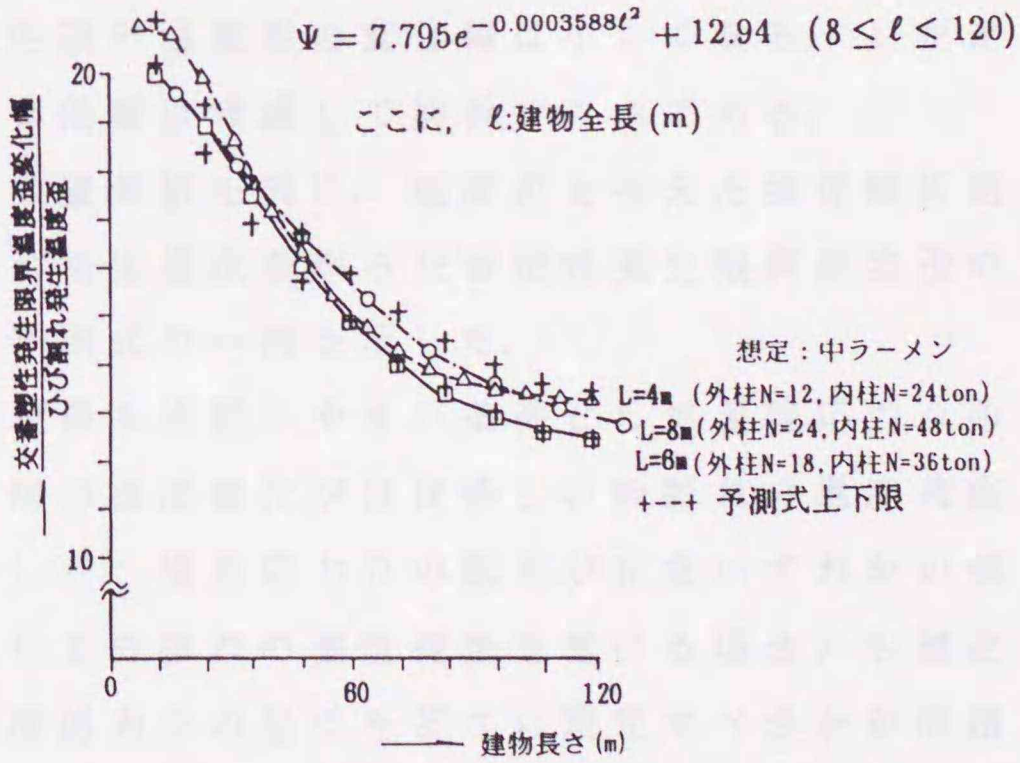


図６－１５　ひび割れ発生温度歪に対する
交番塑性発生温度歪変化幅の大きさ

6．6　むすび

繰返し温度変化を受ける骨組の弾塑性性状を明らかにするために，モーメント－曲率関係をTri-linearと仮定した柔域モデルを用い，これにDegrading-Tri-linear型の履歴則を随伴させた弾塑性計算法を提案した。これを繰返し温度変化を受ける柱脚完全固定の鉄筋コンクリート造純ラーメン１層骨組に適用し，部材の損傷と交番塑性発生の危険性について検討した。その結果，次のことが明らかとなった。

(1) 本解析手法により，部材の塑性化順序，塑性変形，ひび割れ荷重，崩壊荷重等の情報を必要に応じて詳細に得ることが出来る。その結果は，青山博之博士による自己歪を有する骨組の終局耐力に関する実験結果とおおむね良好な対応を示した。

(2) ６層建物（北大工学部Ａ棟）の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値(45°C)を想定した場合，ひび割れは10スパン(全長60m)程度の骨組でも柱，はりに相当程度生ずる危険性があるが，さらにスパン数を増しても20スパン（全長120m）までの骨組の範囲内では，交番塑性が生起する恐れはない。ただし，シベリアの一部地域では交番塑性発生の恐れはある。

(3) スラブの有効幅を考慮すると，スラブの協力分はりの曲げ剛性が大となり，交番塑性発生限界温度歪の変化幅は小さくなる。したがって，設計上スラブの有効幅は考慮して解析すべきである。

(4) スパン長が4m～8mの１層骨組を例に，温度歪を与えた弾性解析結果より求まる初ひび割れ発生温度歪から交番塑性発生限界温度歪の変化幅を求める簡便な予測式の一例を示した。

なお，本章では交番塑性が最も生起しやすい条件として温度応力０の温度を起点として正負両方向の温度変化がほぼ等しい両振れの温度荷重を受ける場合について検討した。温度応力０の起点が正負いずれかの側にずれる場合（極端な例として片振れの温度荷重を受ける場合）も想定しうるが，その場合には温度応力０の起点をどこに設定すべきかが問題となり，これを決めさえすれば，本解析法によって骨組の損傷状況を把握できる。これらの点については今後の検討課題としたい。

第 7 章

総 括

本論文では，部材の長さ方向の温度伸縮に伴う鉄筋コンクリート造建物の温度応答解析に弾性立体解析が有用であること，有限要素法による3次元非定常熱伝導解析によって温度伸縮に関与する部材の有効温度の評価が可能であることを実在建物の躯体表面温度計測および部材の内部および表面の温度分布を調べた実験と比較して明らかにした。上記で得られた知見を基に温度伸縮を計測した北大工学部A棟の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値を試算し，それを基に得られる伸縮量の略算値が実在建物の伸縮計測値に近い値を示すことを確認した。

さらに，繰返し温度変化を受ける骨組の弾塑性解析法を提案し，柱脚完全固定1層多スパン純ラーメン骨組を例に繰返し温度変化を受ける際に生ずる恐れのある交番塑性発生の危険性の有無を明らかにした。また，弾性解析結果から交番塑性発生限界温度歪の変化幅を求めることができる簡便な予測式の一例を提示した。

本論文の要点は次のようである。先ず，実在6層建物（北大工学部A棟）の温度伸縮を計測し，R階の伸縮量は外気温，その他の階の伸縮量はそれぞれの室内温と相関が強いことを明らかにした。次いで，置換トラス法を用いてスラブ，直交する壁，はりなどの立体効果を取り込んだ弾性立体解析を実在6層建物および大野和男博士が計測した実在3層および1層建物に適用し，計測結果と比較した。その結果，年単位あるいは季節単位の建物の温度伸縮挙動が季節を通じて均した外気温，室内温のみを考慮した簡便なデータを与えただけで精度よく把握できること，温度応答解析を行う際の部材の温度条件は従来考えられていた建物の全部材が一様温度昇降すると考えるよりも断熱材の入れ方などを考慮して適切な領域に分割した温度条件を与える方が実態に良くあうこと等が明らかとなった。

一方，温度伸縮に関与する部材の有効温度を推定するにあたり有限要

素法による３次元非定常熱伝導解析法の定式化を行った。これを厳密解の与えられている１次元熱伝導解析問題および強制的に室内温を変化させて柱型試験体の部材内部および表面温度の推移を調べた実験に適用し，非常に精度よくそれらの温度の推移を把握できることを明らかにした。この解析法を実在建物（北海学園大学工学部Ｉ号館旧図書室）の屋根スラブ，屋根ばり，柱，４階床スラブ，４階はりで構成される３次元骨組に適用し，各部材の表面温度の計測結果と解析結果の対比を行っておおむね良好な一致がみられることを確認した。

さらに，この非定常熱伝導解析により部材の平均温度を求め，それを温度伸縮に関与する部材の有効温度とみなし，屋根スラブの有効温度が外気温の変動に対する振幅比は0.5弱であること等を明らかにした。

上記の結果を踏まえて，温度伸縮を計測した北大工学部Ａ棟の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値について以下の結論を得た。

温度荷重設定用温度変化の基本値は，年単位の長期間の伸縮変動に対応する外気温較差と夏冬の最高，最低外気温発生時の日間伸縮変動に対応する外気温較差の夫々上半分，下半分および夏季の日射の効果分の伸縮変動に対応する温度変化分の和に等しいと考える。この方針に従い求めた温度変化の基本値の試算値に弾性立体解析で求めた単位外気温当りの伸縮量を掛けて得られた各階の伸縮量の略算値は，実測値と良い対応を示すことを明らかにした。過去25年間(1966～1990)の気象データに基づく，上記建物の屋根スラブの温度荷重設定用温度変化の基本値は，45°Cとなった。この値は，外気温の年別極値から得られる年較差の再現期待値より小さい。なお，屋根スラブ以外の構面の温度変化の基本値は，先に求めた温度条件の比に従い求めればよい。

一方，繰返し温度変化を受ける柱脚完全固定１層多スパン純ラーメン骨組の弾塑性解析を行ない，上記の温度荷重設定用温度変化の基本値で温度応力０の起点が温度変化のほぼ中心にあるとした交番塑性が最も起こりやすい場合について，骨組の損傷程度と交番塑性発生の危険性の有無について検討した。

この解析は，部材の任意点の曲げモーメントー曲率関係をTri-linear

に仮定し，材軸に沿う部材の損傷を曲げモーメントに応じて忠実に評価しようとするものである。この手法は荒川，洪氏提案の柔域モデルに同じであるが，本論文ではこの手法にDegrading Tri-linear型の履歴則を随伴させ繰返し荷重にも適用可能なように拡張したものである。本解析法により，繰返し温度変化を受ける骨組の詳細な弾塑性挙動に関する情報（骨組の損傷過程，塑性変形，塑性応力，交番塑性発生温度歪など）を得ることが可能となった。

1層多スパン純ラーメン骨組の計算結果によれば，上記の温度変化の基本値45°Cを想定した場合，ひび割れは全長10スパン(60m)程度の骨組でも柱，はりに相当程度生ずる危険性があるが，スパン数を増大させても全長20スパン(120m)の範囲内では交番塑性が発生する恐れはないことなどが明らかとなった。

なお，弾性解析結果より求まる初ひび割れ発生温度歪から交番塑性発生限界温度歪の変化幅の値を求める簡便な予測式の一例を示した。

本論文は，主として温度応答解析を行う際の弾性立体解析の有用性，温度伸縮に関与する部材の有効温度および温度荷重設定用温度変化の基本値の推定手法とその計算例，繰返し温度変化を受ける骨組の交番塑性発生の危険性の有無について述べたものである。鉄筋コンクリート造建物の温度荷重設定用温度変化の基本値については，構造規模や断熱の仕様などに応じて個々の建物ごとに適宜検討する必要があるが，本論では温度伸縮の計測を行った実在6層建物（北大工学部A棟）の屋根スラブの試算値を提示した。

なお，今後の課題としては，耐震壁を有する骨組も含めた様々な規模，形態の構造物について，両振れの温度荷重を受ける場合のみならず片振れの温度荷重を受ける場合も含めて，その損傷状態を把握し，温度応力によるひび割れ制御を如何にすべきかの検討が残されている。

謝　辞

本論文は，著者が北海道大学に在職していたとき以来今日に至るまで，北海道大学名誉教授小幡守博士の御指導の下に行ってきた，鉄筋コンクリート造建物の温度応答に関する研究のうち，温度荷重の推定と骨組の挙動について取り纏めたものである。

鉄筋コンクリート造建物の温度応答に関する研究は，遡れば北海道大学名誉教授大野和男博士の鉄筋コンクリート造建物の温度伸縮実態調査，小幡守博士の矩形ラーメンの温度応力に関する一連の研究につながるものである。浅学非才の著者がはからずもこの難解な研究に取り組むことになったのは，”実測の結果を理論解析でなかなか説明出来なかった残された課題をなんとか現在の進歩した計算機を利用して見直すことができないか”ということがはじまりで，ひとえに温度応力の先駆的研究をなされた恩師小幡守先生の懇切丁寧なる御指導があったからこそであります。以来叱咤激励の下，本論文をようやく著すことができましたのは，小幡守先生の親身な御指導，御鞭撻の賜物と心より感謝申し上げます。

北海道大学名誉教授柴田拓二博士には，著者の卒業論文，修士論文の指導を通して研究者としてのあるべき姿を示して戴いて以来，これまで大局的な見地から暖かい御指導，御助言を戴き，感謝の念に堪えません。

北海道大学教授石山祐二博士には，先生が北海道大学に就任されて以来，親身になって御指導，有益な御助言を戴き，感謝申し上げます。

室蘭工業大学教授大築和夫博士には，柱型試験体の温度変動を計測した資料を提供して戴き，大変お世話になりました。

北海道大学教授城攻博士，著者の北海道大学在職当時の同僚関弘義氏には，有益な御助言と暖かい励ましを，また北海学園大学の先輩諸先生にも暖かい励ましを戴きました。

最後に，本研究の遂行には北海道大学の卒業生喜多村英司君，倉増英樹君，高畑正人君をはじめとする多数の卒業生諸兄の協力がありましたことを心から感謝申し上げます。

１９９５年３月　　串山　繁

参　考　文　献

1)　角田栄，多屋幹夫，永田良夫，井上隆章，”鉄筋コンクリート造建物の亀裂について”，日本建築学会研究報告，第33号，pp.41-42，1955年10月．

2)　M.Fintel and S.K.Ghosh," Distress Due to Sun Camber in a Long Span Roof of a Parking Garage",Concrete International, pp.42-50,1988.7.

3)　American Concrete Institute,"Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary-ACI 318R-89", 1990.7.

4)　土木学会，”コンクリート標準示方書設計編”，1986年制定，pp.36-37.

5)　日本建築学会，”鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，1988年改定1991年一部改訂，pp.274-277,pp43-47.

6)　日本建築学会，”建築物荷重指針・同解説”，1975年制定，1993年改定，pp.477-485.

7)　梅村魁，”塑性ラーメンの自己歪応力と終局強度”，日本建築学会研究報告第31号，pp.165-166,1955年5月．

8)　日本建築学会，”鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説”，1990年．

9)　大野和男，”コンクリートの収縮膨張に関する研究”，日本建築学会大会論文集，pp.233-245,1935年4月．

10)　大野和男，”コンクリートの収縮膨張に関する研究（２）”，日本建築学会大会論文集，pp.11-20,1937年3月．

11)　中西正俊，”気温変動とコンクリート構造物の収縮ひび割れとの関係（その１：ひび割れ発生の原因となる気温変動について）”，日本建築学会論文報告集，第236号，pp.1-11,1975年10月．

12)　セメント協会，”特集：コンクリートのひび割れとその対策”，1984年9月．

13) 大谷博, ”鉄筋コンクリート壁開口隅部ひび割れ制御技術に関する研究”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, pp.33-44, 1989年6月.

14) 大野和男, 武藤清, ”鉄筋コンクリート造建築物の温度伸縮の測定”, 日本建築学会研究報告, 第27号, pp.149-150, 1954年5月.

15) 大野和男, ”鉄筋コンクリート造建築物の温度伸縮の実態（主として平屋建の場合）”, 日本建築学会論文報告集, 第54号, pp.233-236, 1956年9月.

16) K.Ohno and M.Obata,"The Movements of Actual Reinforced Concrete Buildings Caused by the Atmospheric Temperature", IABSE symposium,MADRID,1970.

17) 武藤清, 山本正勝, 大沢胖, 藤山秀男, ”エキスパンションジョイントの研究（鉄筋コンクリート部材の収縮について）”, 日本建築学会論文報告集, 第54号, pp.237-240,1956年9月.

18) 増田誠一, ”鉄筋Concrete造架構の温度変形に関する実験的研究（その１）－内部温度及び伸縮－”, 日本建築学会論文報告集, pp.61-67,1955年3月.

19) 高橋久雄, 長尾覚博, ”ＲＣ造壁体の温度変化による伸縮実測結果－技術研究所実験棟壁体について－”, 大林組技術研究所報, No.7, pp.200-204,1973年.

20) 武藤清, 山本正勝, 藤山秀男, ”各種鉄筋コンクリート部材の自己歪の測定（コンクリート硬化乾燥と温度変化による歪）”, 日本建築学会研究報告, 第31号, pp.225-226,1955年5月.

21) 中西正俊, ”実大試験体によるコンクリートの長さ変化と気象条件との関係”, 日本建築学会論文報告集, 第183号,pp.1-10,1971年5月.

22) 高橋正元, ”１層ラーメンの熱応力について”, 日本建築学会論文集, 第26号, pp.129-133,1942年8月.

23) 高橋武雄,”ラーメン熱応力の研究（２.一層ラーメンの剛比変化が熱応力に及ぼす影響に就いて）”, 日本建築学会論文報告集, 第57号, pp.445-448,1957年7月, その他一連の研究.

24) 青山博之, ”構造物の自己歪応力（第２報・ラーメン温度応力計算への固定法の適用について）”, 日本建築学会論文報告集, 第57号, pp.453-456,1957年7月, その他一連の研究.

25) 小幡守, 大野和男, ”１層ラーメンの温度応力について”, 日本建築学会論文報告集, 第57号,pp.449-452,1957年7月,その他一連の研究

26) 小幡守, ”矩形ラーメンの温度応力に関する研究”, 北海道大学学位論文, 1958年.

27) 中西正俊, ”コンクリートの内部温度の変動におよぼす外気温の影響（その１ 熱伝導理論を中心とした推定）”,日本建築学会論文報告集, 第179号, pp.1-5,1971年1月.

28) M.Fintel and F.R.Khan,"Effects of Column Exposure in Tall Structures-Temperature Variations and Their Effects", Journal of the American Concrete Institute,pp.1533-1556,1965.11.

29) 荒谷登, ”住居の熱環境計画への研究”, 北海道大学学位論文, 1973年.

30) 浦野良美, 渡辺俊行, ”状態遷移行列による多層平面壁体伝達系の解析 その１ 近似伝達関数モデルの作成と精度”, 日本建築学会論文報告集, 第305号, pp.97-111,1981年7月.

31) 小野定, ”マスコンクリートの温度ひびわれ制御に関する研究”, 北海道大学学位論文, 1984年.

32) 後藤貞雄, ”LNG地下タンクの設計”,コンクリート工学,PP.70-75, 1984年3月.

33) 角田栄, ”鉄筋コンクリート建物の構造亀裂の類型について（主として収縮及び温度応力による亀裂）”, 日本建築学会論文報告集, 第54号, pp.93-96,1956年9月.

34) 瀧本義一, 鈴木豊朗, 松原光彦, ”亀裂増加とその原因についての考察”, 日本建築学会論文報告集, 第60号, pp.577-580,1958年10月.

35) D.Ghiocel and D.Lungu," Wind,Snow and Temperature Effects on Structures Based on Probability",ABACUS PRESS,1975.

36) A.Hrennikoff," Solution of Problems of Elasticity by the Framework Method",Journal of Applied Mechanics,pp.A169-A175. 1941.12.

37) C.W.McCormick,"Plane Stress Analysis",Journal of the Structural Division,ASCE,pp.37-54,1963.8.

38) Alan L.Yettram and Husain M.Husain,"Plane-Framework Methods for Plates in Extension",Journal of the Engineering Mechanics Division,ASCE,pp.157-168,1966.2.

39) 近藤一夫, 花井正実, ”繰り返し変動荷重を受ける構造物の弾塑性解析”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第364号, pp.33-42, 1986年6月.

40) M.F.Giberson,"Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility",Journal of the Structural Division,ASCE,pp.137-157, 1969.2.

41) Clough,Benuska and Wilson,"Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings",Proc.3-WCEE,Vol.Ⅱ,pp.68-89,New Zealand,1965.1.

42) H.Aoyama and T.Sugano,"A Generalized Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Structures Based on the Tests of Members; Recent Researches of Structural Mechanics(Contribution in Honor of the 70th Birthday of Prof. Y.Tsuboi)",Uno shoten, Tokyo,pp.15-30,1968.

43) 滝澤春男, ”鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析”, コンクリートジャーナル,Vol.11,No.2,pp.10-21,1973年2月.

44) S.Otani,"Inelastic Analysis of R/C Frame Structures",Journal of the Structural Division,ASCE,pp.1433-1449,1974.7.

45) 荒川利治, 田村正, 洪忠憙, ”柔域モデルによる柱及び壁柱平面架構の耐力と変形－ＲＣ均等フレームの弾塑性性状（その１）－”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第420号, pp.19-30,1991年2月.

46) 深田泰夫, ”鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その１）”,日本建築学会関東支部研究報告集, No.40,pp.121-124, 1969年11月.

47) 梅村魁, ”鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法”, 技報堂出版, pp.302-307.

48) 梅村魁.”鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法: 続（中層編）”, 技報堂出版, pp.287-297.

49) 日本建築学会, ”プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説”, 1961年制定, 1975年改定, pp.119-131.

50) 荒谷登, ”鉄筋コンクリート構造物のエキスパンションジョイントについて（実態調査その３）”, 昭和30年度北海道大学卒業論文.

51) 永田敦, ”鉄筋コンクリート構造物のエキスパンションジョイントについて”, 昭和28年度北海道大学卒業論文.

52) O.C.Zienkiewitcz,"The Finite Element Method",Third Edition, McGRAW-HILL.

53) 矢川元基, ”流れと熱伝導の有限要素法入門”, 培風館, 1986, pp.294-295.

54) 札幌管区気象台, ”主な気象要素の年別極値表”.

55) 気象庁, ”気象庁観測技術資料第51号　外国気候表”, 1987.2.

56) A.H.Ang and W.H.Tang ,"Probability Concepts in Engineering Planning and Design",Vol.I Basic Principles,（日本語訳）,丸善.

57) A.H.Ang and W.H.Tang ,"Probability Concepts in Engineering Planning and Design", Vol.II Decision,Risk and Reliability,（日本語訳）,丸善.

58) 星野勝, 石井清, ”構造物の信頼性設計法”, 鹿島出版会, pp.122-135.

59) 日本気象協会北海道本部, ”北海道の気象”, 1966年～1991年.

60) 日本気象協会北海道本部, ”北海道の気候”, 1991年版.

61) 青山博之，”鉄筋コンクリートラーメンの終局耐力と自己歪応力”，日本建築学会論文報告集，第60号，pp.617-620，1958年10月．
62) 青山博之，”自己歪をもつ鉄筋コンクリートラーメンの水平荷重時剛性”，日本建築学会論文報告集，第69号，pp.557-560，1961年10月．
63) 平野道勝，穂積秀雄，”繰返し荷重を受ける骨組の塑性崩壊解析－複合応力を考慮した組織的解法－”，日本建築学会論文報告集，第301号，pp.10-21，1981年12月．

本研究に関連して発表した論文

審査論文

1. 串山繁，小幡守
「北大工学部Ａ棟の温度伸縮計測結果（鉄筋コンクリート建物の温度応力に関する研究－その１）」
日本建築学会構造系論文報告集，第376号，昭和62年 6月．
2. 串山繁，小幡守，喜多村英司
「鉄筋コンクリート建物の温度伸縮計測値と解析値の比較（鉄筋コンクリート建物の温度応力に関する研究－その２）」
日本建築学会構造系論文報告集，第398号，平成 1年 4月．
3. 串山繁，小幡守
"Thermal Movements Analysis of Reinforced Concrete Buildings"
Proceedings of the International Conference on Structural Engineering and Computation,BEIJING,CHINA,1990.4.
4. 串山繁，小幡守
「鉄筋コンクリート建物の温度応力計算用温度の試算」
日本建築学会構造系論文集，第462号，平成 6年 8月．

その他の研究報告および口頭発表

5. 串山繁，小幡守，阿部宏侑，喜多村英司
「有壁ラーメンの温度応力について－（Ⅳ）」
日本建築学会大会梗概集，昭和57年10月．
6. 大野和男，小幡守，串山繁，喜多村英司
「有壁ラーメンの温度応力について－（Ⅴ）」
日本建築学会大会梗概集，昭和58年 9月．

7. 小幡守，串山繁，喜多村英司
「有壁ラーメンの温度応力について－（VI）」
日本建築学会大会梗概集，昭和58年 9月．
8. 串山繁，小幡守，喜多村英司，菊地優
「鉄筋コンクリート建物の温度応力立体解析－IV」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.57，昭和59年 3月．
9. 喜多村英司，小幡守，串山繁
「鉄筋コンクリート建物の温度応力立体解析－V（実在の3層建物について）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.57，昭和59年 3月．
10. 喜多村英司，小幡守，串山繁
「鉄筋コンクリート建物の温度応力立体解析－VI（壁配置および層数の影響について）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.57，昭和59年 3月．
11. 小幡守，串山繁，喜多村英司，菊地優
「有壁ラーメンの温度応力について－（VII）」
日本建築学会大会梗概集，昭和59年10月．
12. 小幡守，串山繁，喜多村英司，鳥井信吾
「有壁ラーメンの温度応力について－（VIII）」
日本建築学会大会梗概集，昭和59年10月．
13. 鳥井信吾，小幡守，喜多村英司，串山繁
「有壁ラーメンの温度応力について－（IX）」
日本建築学会大会梗概集，昭和59年10月．
14. 喜多村英司，小幡守，串山繁
「有壁ラーメンの温度応力について－（X）」
日本建築学会大会梗概集，昭和59年10月．
15. 串山繁，小幡守，倉増英樹
「6階建鉄筋コンクリート建物の温度伸縮計測結果について－I」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.58，昭和60年 3月．

16. 串山繁，小幡守，倉増英樹
「鉄筋コンクリート建物の温度応力立体解析－Ⅶ（実在６層建物について）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.58，昭和60年 3月．
17. 鳥井信吾，小幡守，串山繁，辻井泰人
「有壁ラーメンの温度応力について－（ＸＩ）」
日本建築学会大会梗概集，昭和60年10月．
18. 小幡守，串山繁
「鉄筋コンクリート建物の温度伸縮について（６層建物の計測結果）」
日本建築学会大会梗概集，昭和60年10月．
19. 串山繁，小幡守，高畑正人
「６階建鉄筋コンクリート建物の温度伸縮計測結果について－Ⅱ」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.59，昭和61年 3月．
20. 辻井泰人，小幡守，串山繁，武井邦生
「鉄筋コンクリート建物の温度応力立体解析－Ⅸ（階高，開口周比，スパン数，開口形状の影響について）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.59，昭和61年 3月．
21. 串山繁，小幡守
「鉄筋コンクリート建物の温度伸縮について－Ⅱ（６層建物の計測結果）」
日本建築学会大会梗概集，昭和61年 8月．
22. 辻井泰人，小幡守，串山繁
「有壁ラーメンの温度応力について－（ＸⅡ）」
日本建築学会大会梗概集，昭和61年 8月．
23. 串山繁，小幡守，三浦正雄，山本康人
「北大工学部Ａ棟の温度応力立体解析（計測結果との比較）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.60，昭和62年 3月．

24. 串山繁，小幡守
「鉄筋コンクリート建物の温度伸縮について－Ⅲ（計測結果と解析結果の比較）」
日本建築学会大会梗概集，昭和62年10月．
25. 串山繁，小幡守，小柳昌彦，高岡伸明
「鉄筋コンクリート部材表面温度計測値と解析値の比較」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.61，昭和63年 3月．
26. 串山繁，小幡守
「鉄筋コンクリート部材表面温度計測値と解析値の比較」
日本建築学会大会梗概集，昭和63年10月．
27. 串山繁，小幡守
"Comparison of Thermal Movements and Three-Dimensional Elastic Analytical Results of Reinforced Concrete Buildings"
北海道大学工学部研究報告，第145号，昭和63年12月．
28. 串山繁，小幡守
"Basic Research on the Temperature Estimation of Reinforced Concrete(R/C) Members"
北海学園大学工学部研究報告，第16号，平成 1年 2月．
29. 串山繁，小幡守，岩崎英城，本村英一郎
「鉄筋コンクリート部材表面温度計測値と解析値の比較（その２）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.62，平成 1年 3月．
30. 串山繁，小幡守
「鉄筋コンクリート部材表面温度計測値と解析値の比較（その２）」
日本建築学会大会梗概集，平成 1年10月．
31. 斎藤仁，小幡守，串山繁，大野和寛
「部材各点のモーメント－曲率関係についての骨組応力解析－Ⅰ」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.63，平成 2年 3月．
32. 串山繁
「温度応力解析のための設計用外気温の評価資料」
北海学園大学工学部研究報告，第18号，平成 3年 2月．

33. 串山繁，斎藤仁，小幡守
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析（その1）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.64，平成 3年 3月．
34. 串山繁，小幡守，斎藤仁
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析（その2）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.64，平成 3年 3月．
35. 串山繁，小幡守
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析」
日本建築学会大会梗概集，平成 3年 9月．
36. 串山繁，劉清
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性挙動（その1）」
北海学園大学工学部研究報告，第19号，平成 4年 2月．
37. 串山繁，劉清
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性挙動（その2）」
北海学園大学工学部研究報告，第19号，平成 4年 2月．
38. 串山繁，小幡守
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析（その3）」
日本建築学会北海道支部研究報告集，NO.65，平成 4年 3月．
39. 串山繁，小幡守
「繰返し温度変化を受ける鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析（その2）」
日本建築学会大会梗概集，平成 4年 8月．

付録Ａ　弾性立体解析のための予備計算

解析に先立ち，分割数および屋上の庇のはね出しの影響を調べる予備計算を行った。解析対象は，本文図２－１に示した北大工学部Ａ棟・Ⅲブロック建物の北側半分：２，４，６階の部材と階高・スパン長で構成される仮想の３層建物とした。なお，解析用温度θは全部材一様と仮定し，単位の値について計算した。

分割数は，屋上の庇を無視した付表Ａ－１に示す１０通りについて検討した。ただし，階高方向の分割は桁行方向側ラーメンの開口部高さに合わせた付図Ａ－１に示す４通りとし，その他の方向は全て等分割とした。

付図Ａ－２は，各モデルを次の４つのグループ

ａ：階高方向の分割数のみ変化させた場合

ｂ：桁行方向の分割数のみ変化させた場合

ｃ：はり間方向の分割数のみ変化させた場合

ｄ：各方向の分割数を同時に変化させた場合

に分け，各モデルのⒶ通り最上階外端柱の柱頭節点におけるはり間，桁行および階高方向変位を比較の基準に用いたモデルＳのそれで割った比を縦軸にとり示したものである。

同図（ａ）～（ｃ）より，分割数が増すと，おおむね桁行方向および階高方向の変位は増大し，はり間方向の変位は減少する傾向がみられる。しかし，●で印したモデルＳとの差は，いずれも 1%以内であり，同図（ｄ）にみられるように各方向の分割数を同時に増しても，その差は1.2%以内であった。

屋上の庇のはね出しの影響は，モデルＳに庇があるとしたモデルＲの計算を行ない検討した。付図Ａ－２（ｄ）に示すように，庇がある場合は無い場合に対し，最上階外端柱の柱頭節点における階高およびはり間方向の変位は夫々0.1，0.7%減少，桁行方向変位は 2.0%増大し，桁行方向変位にやや大きな違いが生じている。しかし，このような変位の違いは庇のはね出し部近傍に限られた。

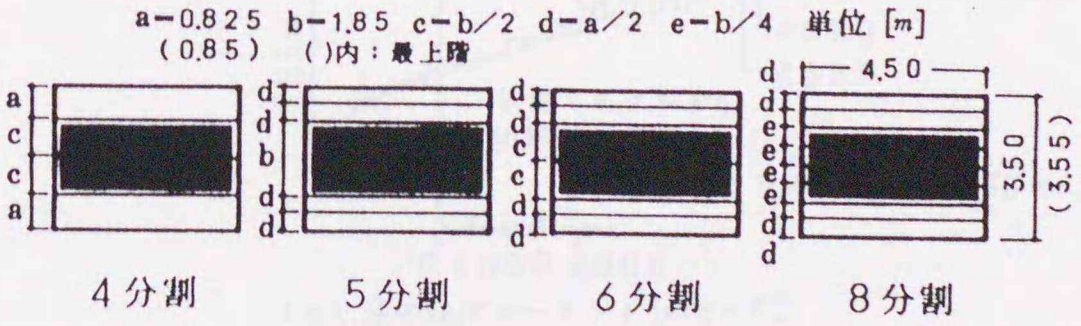
一方，付図Ａ－３はモデルＳとＦ３の最上階Ⓓ通りにおける，外端柱の曲げモーメントおよび建物中央部の桁行方向屋根ばりの軸方向力を示したものである。離散化手法による限り，分割数の違いによって局部的な応力の違いが生ずることは避けられないが，同図によれば，大略的な応力の分布形状に差はなく，やゝ大きな違いがみられる外端柱の曲げモーメントについても，細かな分割で得られるモデルＦ３の応力を粗い分割モデルＳの領域に合わせて平均するならば，両者の値はほゞ等しい値となることが分かる。

以上より，モデルＳと同程度の分割で変位，応力ともほゞ妥当な解析結果が得られるものと考える。

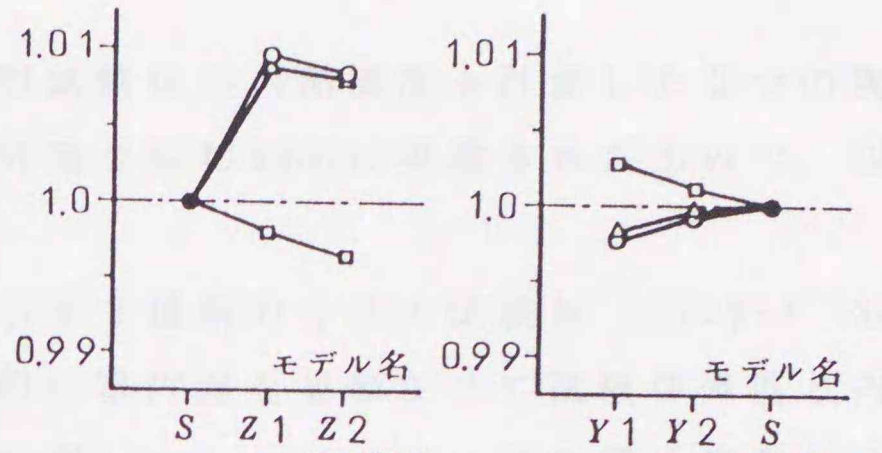
付表Ａ－１　予備計算解析モデル

モデル記号	はり間方向分割数			桁行方向分割数	階高方向分割数
	Ⓐ～Ⓑ	Ⓑ～Ⓒ	Ⓒ～Ⓓ		
S	8	4	8	5	4
Z 1	8	4	8	5	5
Z 2	8	4	8	5	6
Y 1	8	4	8	3	4
Y 2	8	4	8	4	4
X 1	6	3	6	5	4
X 2	9	4	10	5	4
F 1	6	3	6	3	4
F 2	9	4	10	5	6
F 3	12	6	12	8	8
R※	8	4	8	5	4

※）　最上階の庇が有る場合



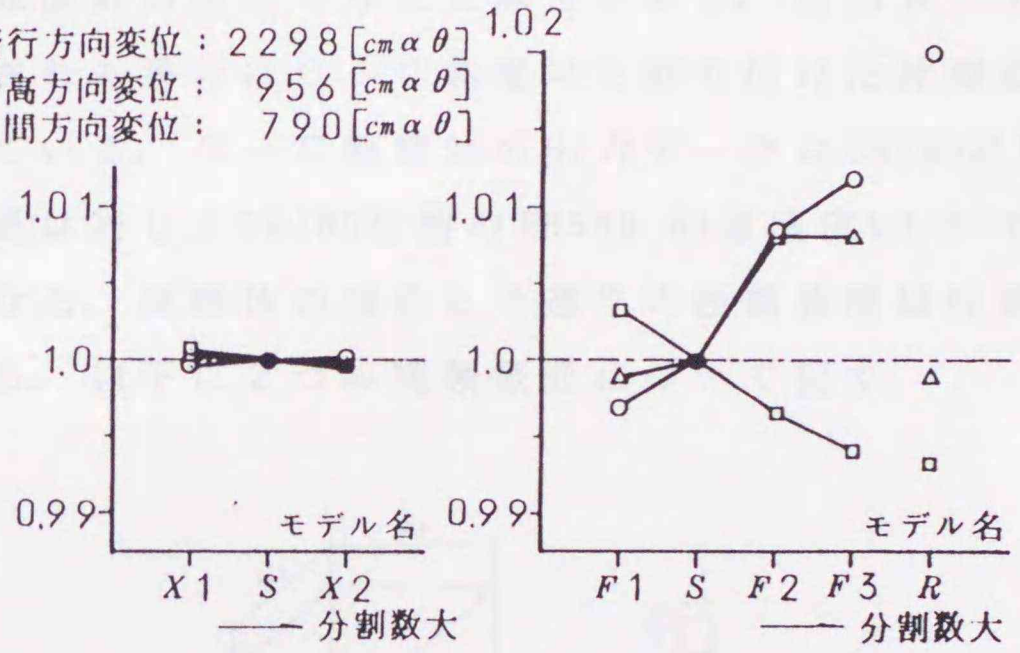
付図Ａ－１　階高方向分割種類



(a) 階高方向分割数を変化させた場合　(b) 桁行方向分割数を変化させた場合

○ 桁行方向変位
△ 階高方向変位
□ はり間方向変位

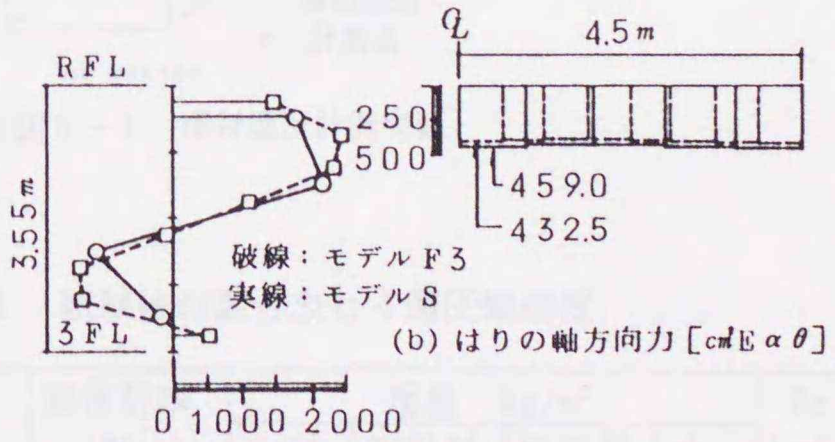
● S モデル
- 桁行方向変位：2298 [cmαθ]
- 階高方向変位：956 [cmαθ]
- はり間方向変位：790 [cmαθ]



(c) はり間方向分割数を変化させた場合　(d) 各方向の分割数を同時に変化させた場合

最上階の庇有りの場合

付図Ａ－２　分割数の違いによる変位の検討

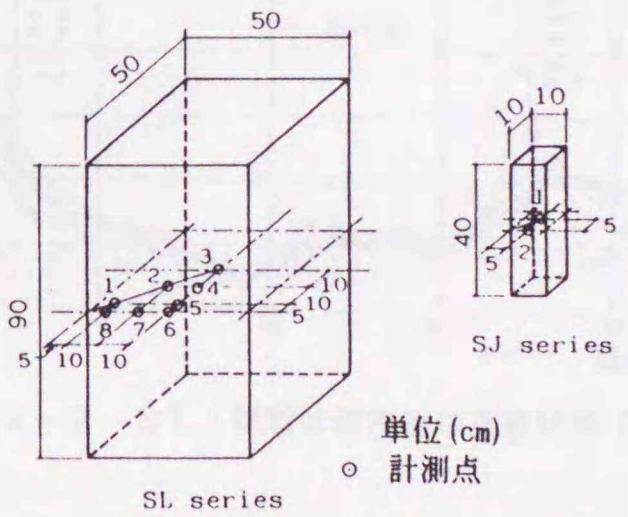


付図Ａ－３　分割数の違いによる応力の検討

付録Ｂ　柱型試験体の部材内部温度計測実験の概要

無筋コンクリートの柱型試験体の内部温度を計測した２つの実験結果は，室蘭工業大学大築研究室で昭和54年に実施されたもので，以下にその概要を記す。

実験は，付図Ｂ－１に示す２種類の寸法の試験体（SLｼﾘｰｽﾞ，SJｼﾘｰｽﾞ）を恒温室に設置し，強制的に室内温を変動させて試験体表面と内部の温度分布および温度変動を計測したものである。室内温の変動は２通りの方法で行われ，実験Ａは室内温を不規則に与えた場合，実験Ｂは室内温を規則的な正弦関数の波形で与えた場合である。付図Ｂ－１中の○印およびそれに付された番号はＣ－Ｃ熱電対を取り付けた計測点位置と計測点番号を示している。Ｃ－Ｃ熱電対の出力データはCHINO社製のEH100-12ﾚｺｰﾀﾞ，室内温は同じくCHINO社製のEH500-01温湿度ﾚｺｰﾀﾞで記録されたものである。なお，試験体の調合と４週平均圧縮強度は付表Ｂ－１に示すとおりである。以下に２つの実験概要について記す。



付図Ｂ－１　部材温度計測実験

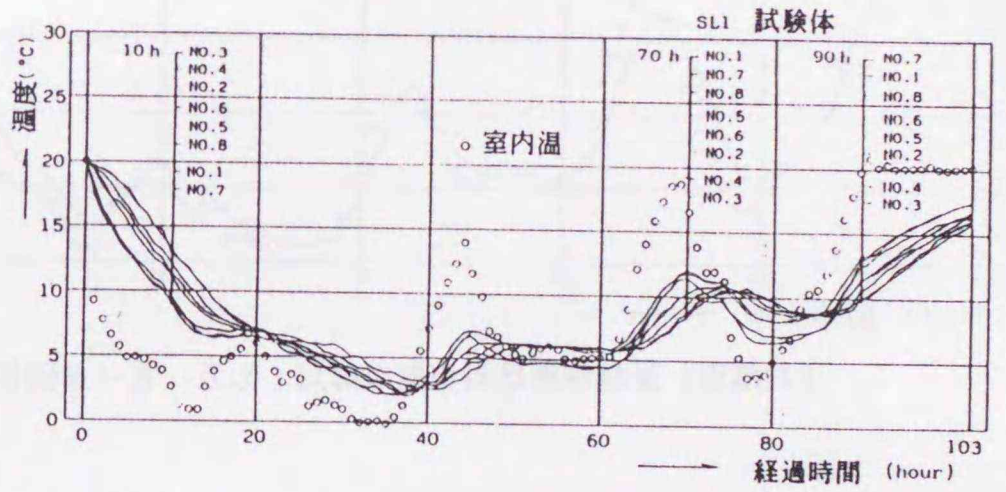
付表Ｂ－１　試験体の調合表と４週圧縮強度

ｽﾗﾝﾌﾟ cm	水－ｾﾒﾝﾄ比 %	細骨材率 %	重量 kg/m³				Fc kg/cm²
			ｾﾒﾝﾄ	細骨材	粗骨材	水	
19.0	63.0	47.1	284	927	1041	174	218

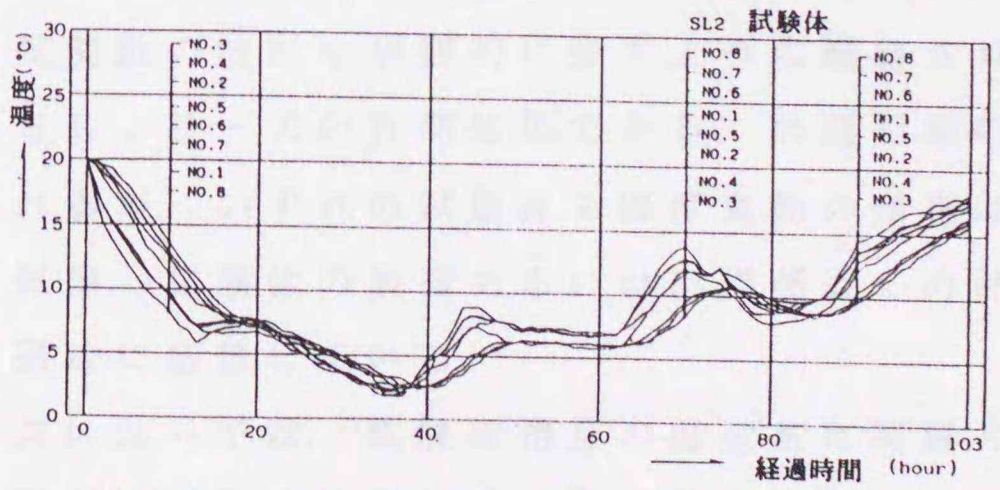
（１）　実験Ａ

恒温室の室内温は，約１週間一定温度20°Cに保持され，その後20°C～0°Cの範囲内で不規則に変動するよう調整された。付図Ｂ－２，３，４はＳＬシリーズの計測結果を示したもので，同図中には各計測点の温度変動の推移と経過時間10時間，70時間，90時間における計測点温度の大小関係が示されている。試験体表面あるいは出隅部近くの計測点の温度は○印で示した室内温の変動に迅速に応答し，材軸近くの計測点の温度はゆっくりと応答している。３体の試験体相互の温度差は小さく，およそ１°Cである。

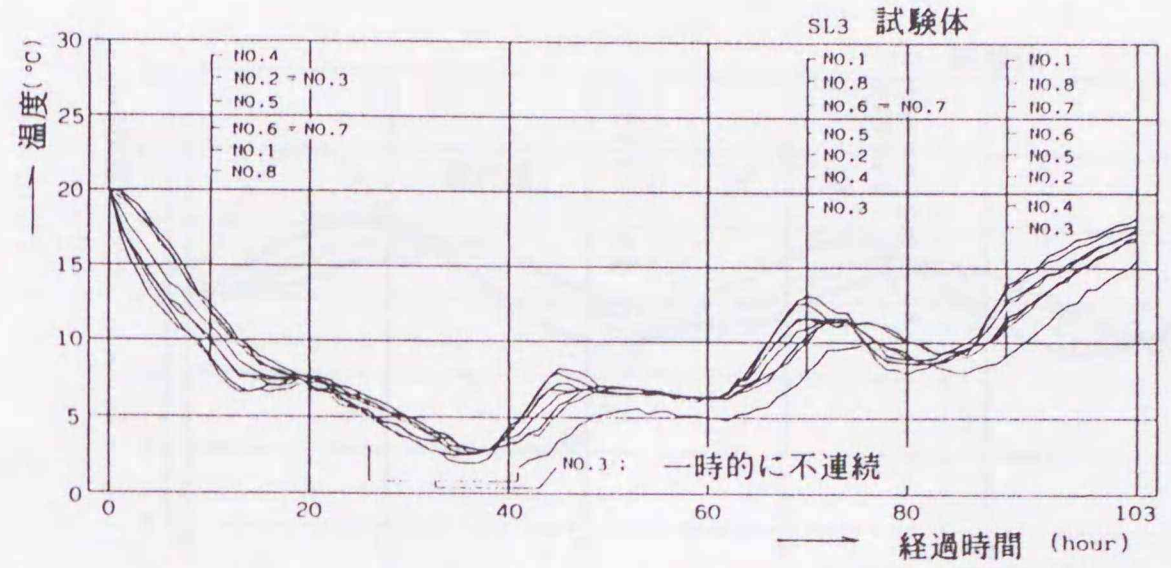
一方，ＳＪシリーズの３体の試験体においては，試験体相互の温度差はほとんどみられない。付図Ｂ－５は，その内 SJ1試験体の結果を示しているが，ＳＪシリーズの試験体の形状寸法が小さいので計測点NO.1とNO.2の温度差はほとんどみられない。



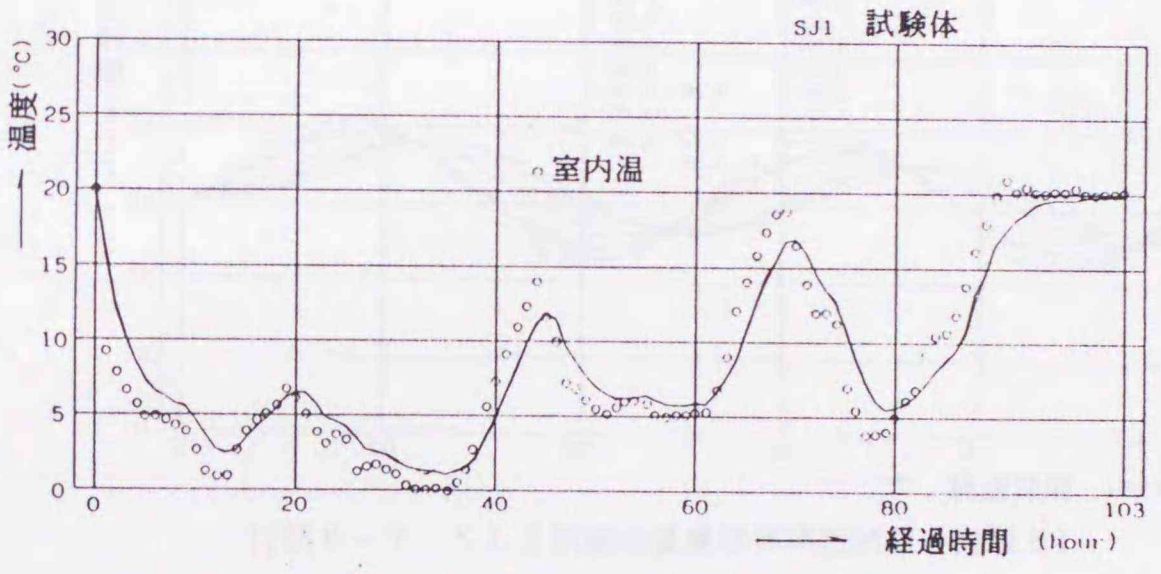
付図Ｂ－２　ＳＬ１試験体温度推移実験結果（実験Ａ）



付図Ｂ－３　ＳＬ２試験体温度推移実験結果（実験Ａ）



付図Ｂ－４　ＳＬ３試験体温度推移実験結果（実験Ａ）

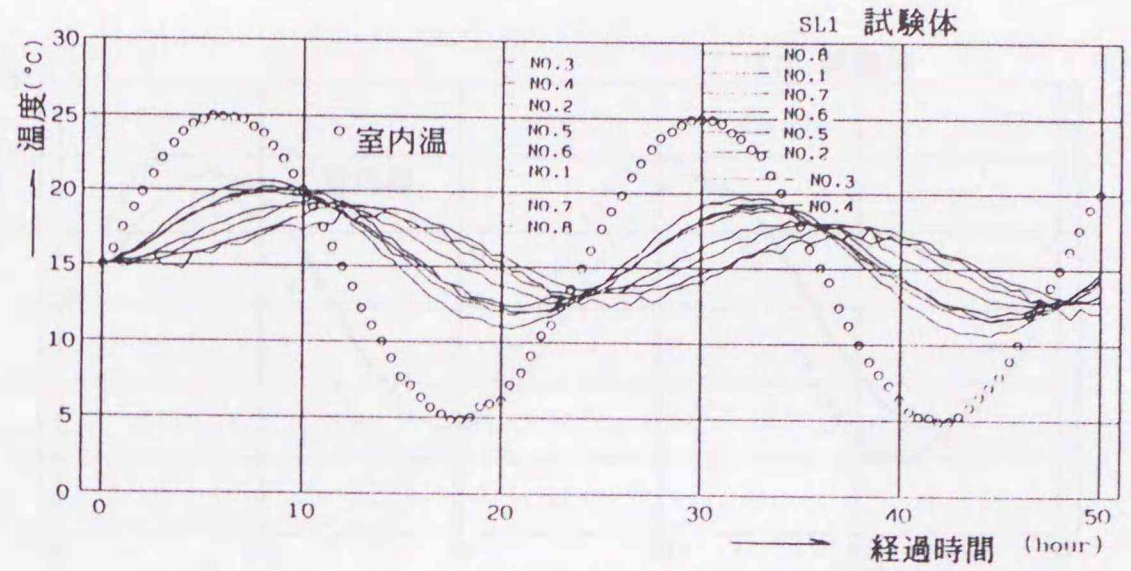


付図Ｂ－５　ＳＪ１試験体温度推移実験結果（実験Ａ）

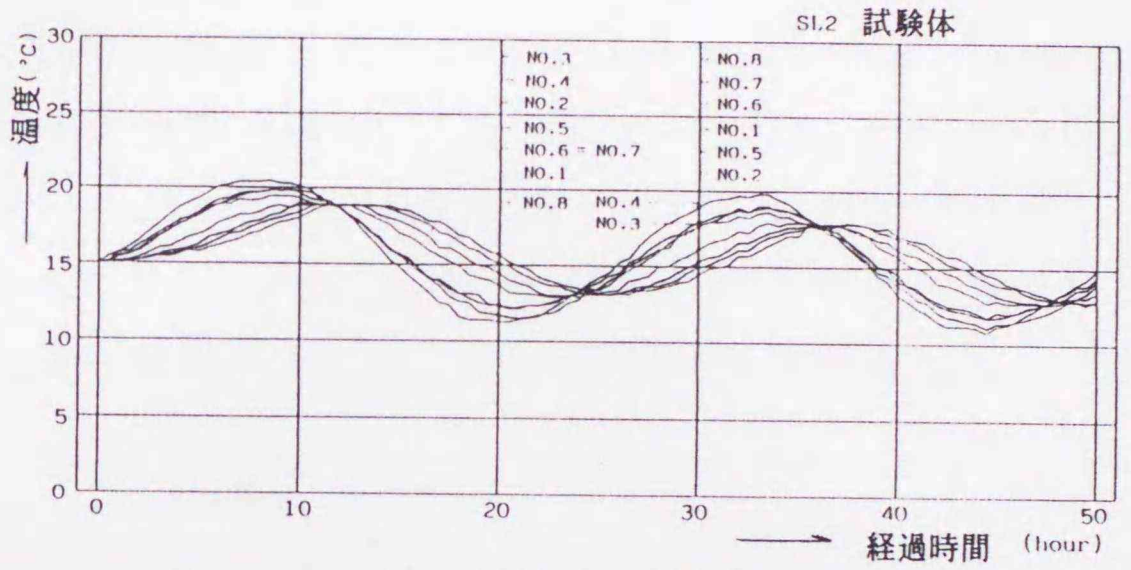
（２）　実験Ｂ

恒温室の室内温は約１週間一定温度15°Cに保持され，その後5°C～25°Cの範囲内で正弦関数の波形を規則的に描くように調整された。付図Ｂ－６，７，８はＳＬシリーズの計測結果である。計測記録の中には不規則なぶれもみられるが，いずれの試験体も温度変動の様相はほぼ同じである。実験Ａと同様，試験体の表面あるいは出隅部近くの計測点温度の変動は室内温に迅速に応答している。

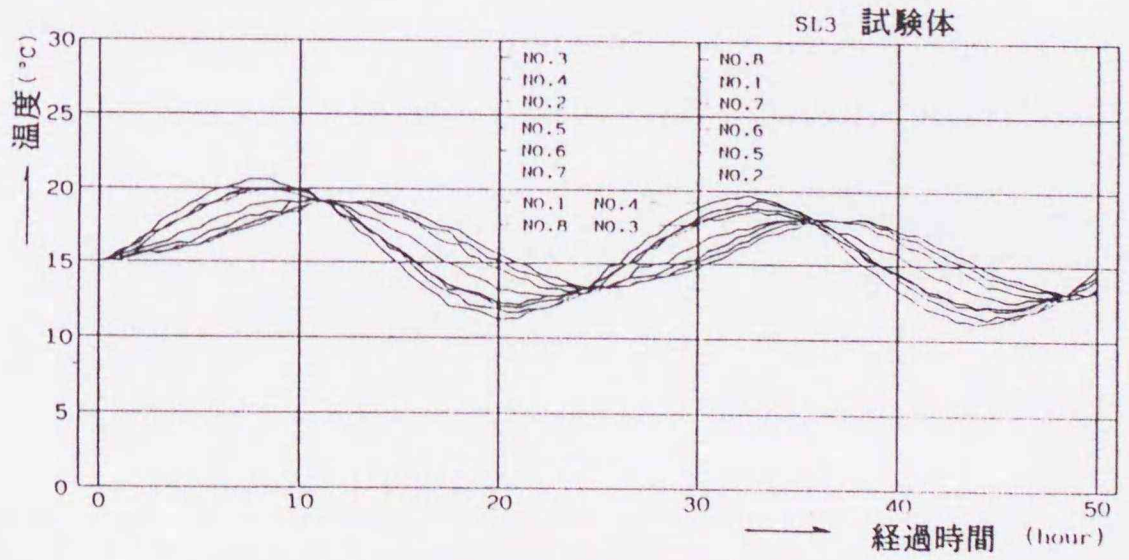
ＳＪシリーズにおいては，試験体相互の温度差は実験Ａと同様にみられず，計測点相互の温度差も付図Ｂ－９に示すようにみられなかった。



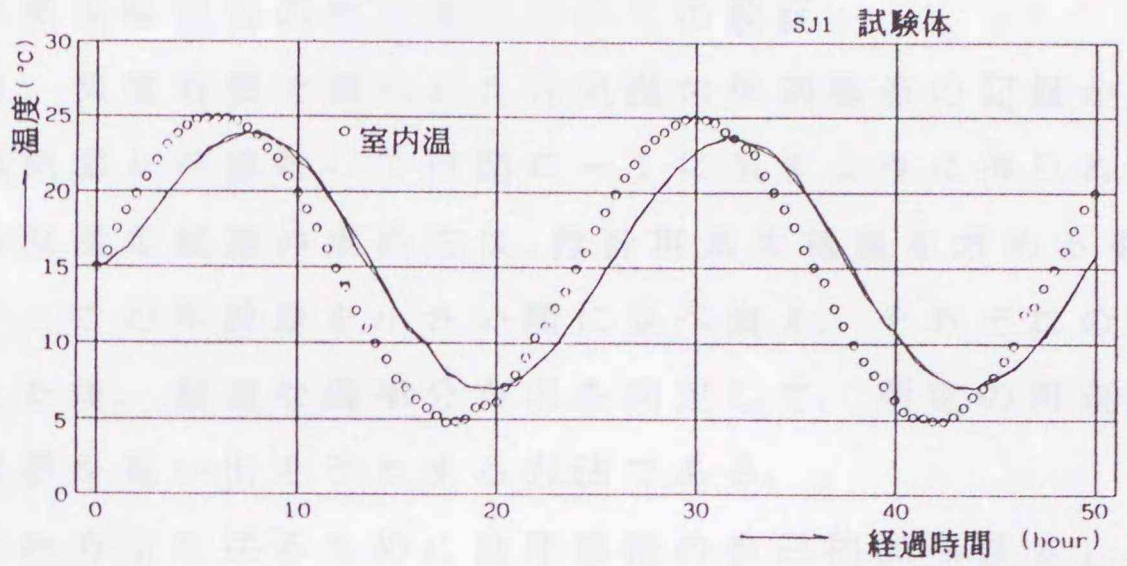
付図Ｂ－６　ＳＬ１試験体温度推移実験結果（実験Ｂ）



付図Ｂ－７　ＳＬ２試験体温度推移実験結果（実験Ｂ）



付図Ｂ－８　ＳＬ３試験体温度推移実験結果（実験Ｂ）



付図Ｂ－９　ＳＪ１試験体温度推移実験結果（実験Ｂ）

付録Ｃ　外気温年較差の推定手法

（１）　外気温年較差の独立性についての検証

年較差は，気象官署で得られた外気温の年別極値の記録から年最高気温と年最低気温との差として付図Ｃ－１に示すように得られる。

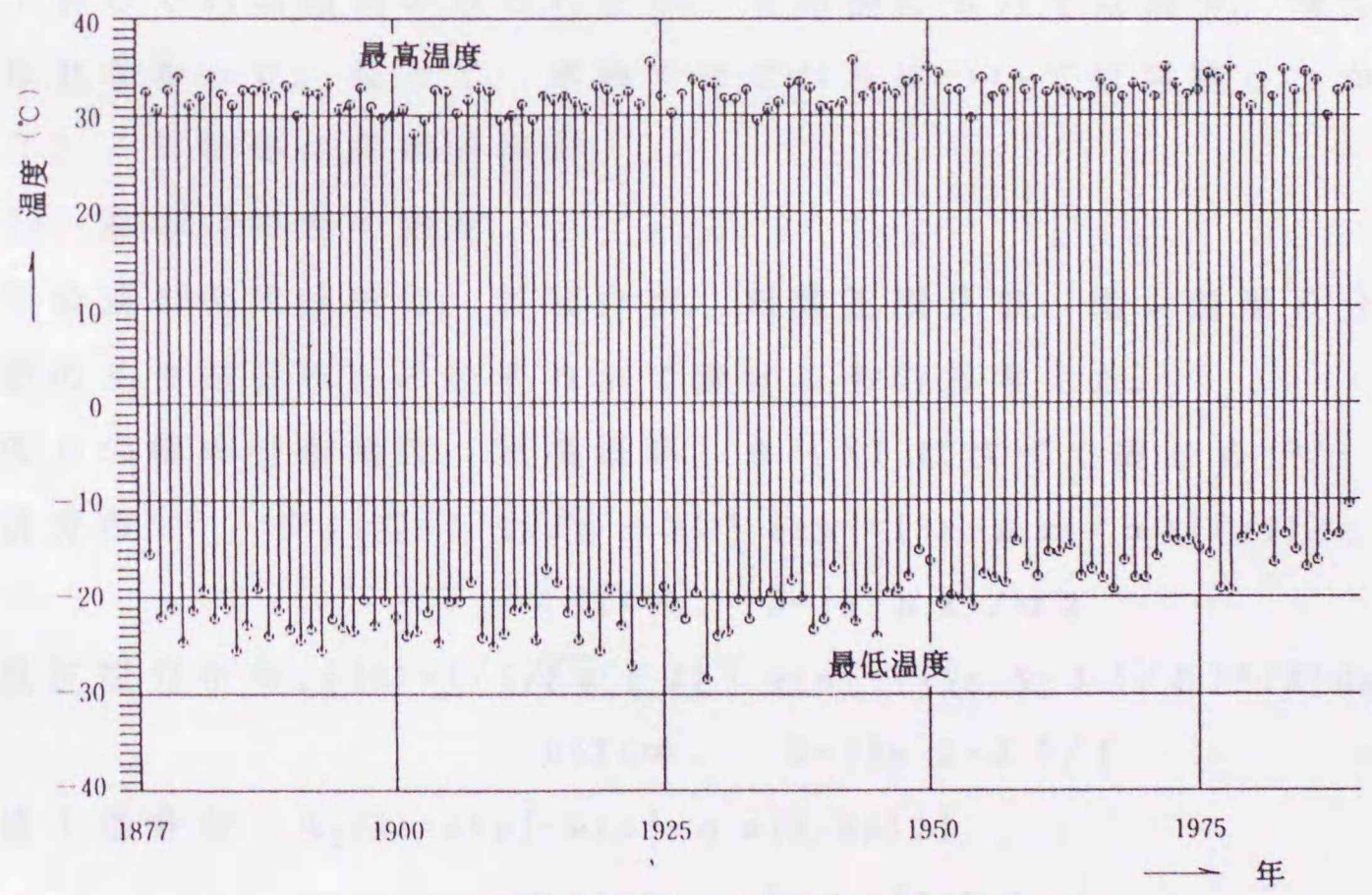
本論の外気温年較差の求め方は，設計用基本風速を求める手続[*1)]と同様の方法で，この年較差を小さい順に並べ換え，それぞれの経験的累積確率を与えた後，最適な確率分布形を判定して，所定の再現期待値から外気温年較差を見い出そうとする方法である。

但し，この方法を採るためには年較差の自己相関係数ρ_jを次式により求める等して，毎年の年較差の統計的独立性を確認しなければならない。使用した気象記録は各気象官署設立以来1989年までに得られた過去32-113年間の年別極値である[*2)]。

$$\rho_j = \sum_{i=1}^{N} t_i \, t_{i+j-1} \Big/ \sum_{i=1}^{N} t_i^2 \quad (j=1,2,\text{-------},N/2+1) \qquad (付-1)$$

ただし，　$t_i = X_i - \bar{X}$,　　X_i：観測しはじめてｉ年目の年較差，

Ｎ：観測年数，　　$\bar{X}$：年較差の平均値



付図Ｃ－１　年最高，最低気温（札幌 1877-1989）

付図Ｃ－２(a)～(c)は，上式で得られた結果の内，典型的な例として網走，札幌，倶知安の結果を示したものである。年較差が互いに独立であるならば，j=1で$\rho_j=1.0$，j>1に対して$\rho_j=0$となる。

同図によれば，網走の記録はかなり独立であるといえるが，札幌の記録には弱い周期性がみられる。倶知安の記録はデータ数が少ないこともあり周期性の有無については判断し難い。

２２地点中，札幌と同様の傾向を示した地点は，帯広，旭川の計３地点，倶知安と同様の例は岩見沢，小樽，紋別，広尾の計５地点，網走と同様の例は稚内，留萌，釧路，根室，室蘭，苫小牧，浦河，函館，江差，北見枝幸，羽幌，寿都，雄武の計１４地点であった。年較差の大きい地点で弱い周期性がみられるが，その他多くの地点では周期性がほとんどみられないので，ほぼ独立とみなすことが出来よう。

なお，外気温の年別極値の推移が減少あるいは増大傾向を示すならば，これらの傾向を考慮して外気温の年較差を定める必要がある。しかし，各地の年別極値の推移を検討したところ，弱い周期性がみられた札幌，旭川，帯広において年最低気温の最近の記録が前半部の古い記録より若干上昇している傾向がみられたが，その他については減少，増大傾向はみられなかった。従って，本論ではこれらについては考慮しなかった。

（２）　年較差の確率分布形

(a) 確率分布形の規定

年較差の確率分布は，正規分布，対数正規分布，極大値漸近分布Ⅰ～Ⅲ型の５つの分布形のいずれかで表せるものと考えた。

各々の確率分布関数（累積確率）Φ（X）は次式で表せる[*3),*4)]。

正規分布　$\Phi_N(X)=1/(\sqrt{2\pi}\ \sigma x)\int \exp(-\{(x-\mu x)/\sigma x\}^2/2)dx$　(付-2)

$-\infty<X<\infty$，　$S=(X-\mu x)/\sigma x$

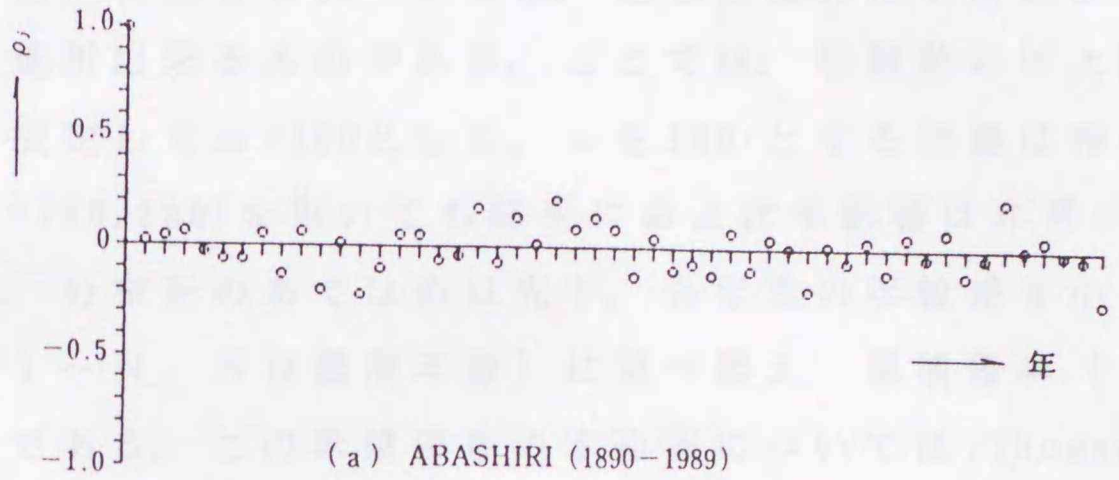
対数正規分布　$\Phi_{LN}(X)=1/(\sqrt{2\pi}\ \xi X)\int \exp[-\{(\ell n\ X-\lambda)/\xi\}^2/2]dx$　(付-3)

$0<X<\infty$，　$S=(\ell n\ X-\lambda)/\xi$

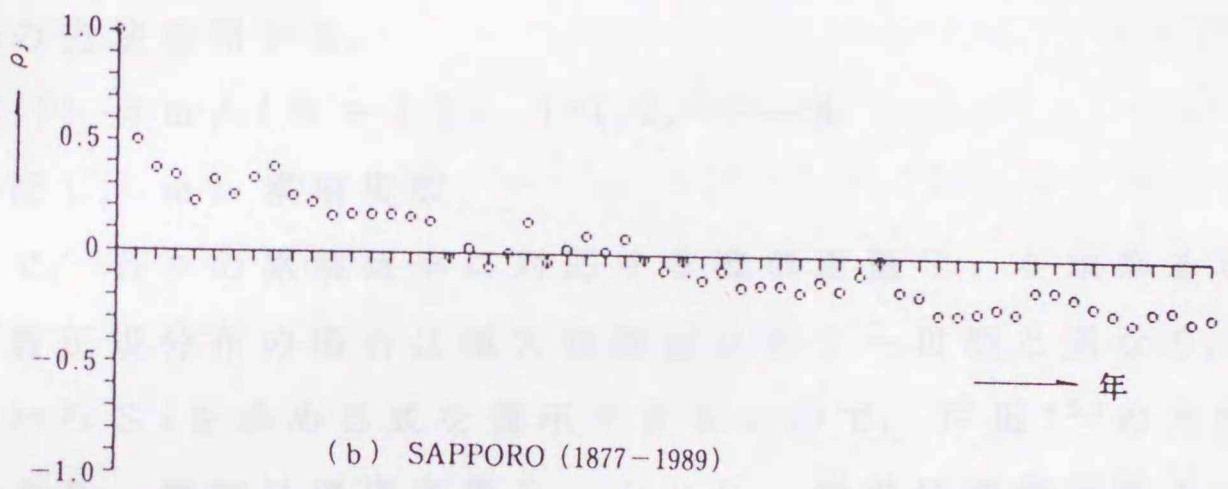
極値Ⅰ型分布　$\Phi_I(X)=\exp[-\exp\{-\alpha n(X-Un)\}]$　(付-4)

$-\infty<X<\infty$，　$S=\alpha n(X-Un)$

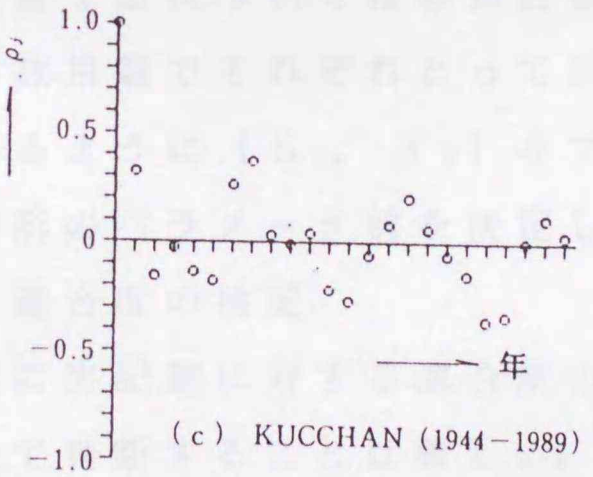
極値Ⅱ型分布　$\Phi_{II}(X)=\exp[-(Vn/X)^k]$　(付-5)



（a） ABASHIRI（1890－1989）



（b） SAPPORO（1877－1989）



（c） KUCCHAN（1944－1989）

ρ_j：自己相関係数

付図Ｃ－２　年最高，最低気温の自己相関係数

$$0<X\ ,\quad S=k\ell n(X/Vn)$$

極値Ⅲ型分布　$\Phi_{\mathrm{III}}(X)=\exp[-\{(\omega-X)/(\omega-Wn)\}^{k}]$　　(付-6)

$$X<\omega\ ,\quad S=-k\ell n\{(\omega-X)/(\omega-Wn)\}$$

なお，極値Ⅲ型分布については，確率変数Ｘに上限値がある場合についてのみ適用出来るものである。ここでは，年較差には上限値がありうるものと仮定してω=100とした。ωを100とする根拠は特に無いが，他の値（ω=150,200)を用いても結果におよぼす影響は非常に小さかった。

さて，分布形のあてはめは先ず，各年度の年較差を小さい順｛X_i｝（ｉ＝１～Ｎ，Ｎは観測年数）に並べ換え，累積確率｛$\phi(X_i)$｝を求めることである。この累積確率の求め方については，Thomas,Hazen, Gringorten, Jenkinson 等による種々の方法[*4)]があるが，ここでは，次式のThomasの方法を用いた。

$$\{\phi(X_i)\}=m/(N+1)\quad i=1,2,\text{--------},N \qquad (付-7)$$

ただし，ｍ：累積度数

次いで，各々の累積確率に対応する標準変量S_iを求めるが，正規分布，対数正規分布の場合は極大値漸近分布Ⅰ～Ⅲ型と異なり，陽な形で$\phi(X_i)$からＳｉを求める式を表示できないので，戸田[*5)]の方法によった。

以上より，横軸に標準変量S_iをとり，縦軸に確率変数X_iを正規分布，極値Ⅰ型については算術目盛，対数正規分布，極値Ⅱ，Ⅲ型については対数目盛でそれぞれとって計算機で作成した確率紙上で各分布が直線となるように｛S_i，X_i｝をプロットする。そして最小二乗法により各分布形のパラメータ値を決定した。

(b) 適合度の検定

一般に実記録に対する適合度の優劣を前節に従って得られる各分布形の図上で判断することは難しい。このため適合度の検定を行う必要がある。適合度の検定方法としては，Kolmogorov-Smirnov検定，Filliben検定等があるが，利用の簡便さを考慮して，次式に示す無次元化された二乗推定誤差によった。

$$E=\sqrt{\sum_{i=1}^{N}[(X_i-X_{\ell,i}*)^2/X_{\ell,i}*^2]/N} \qquad (付-8)$$

ただし，ℓ:各分布形，　Ｎ：観測年数

$X_{\ell,i}$*：あてはめられたℓ型分布の累積確率$\phi(X_i)$に対応する推定年較差

各分布形についてこの誤差を求め，最も誤差が小さい分布形を最適な分布形であると判断した。

参考文献

*1) 藤野陽三，伊藤学，酒井利夫，”年最大風速記録による設計基本風速に関する研究”，土木学会論文報告集，第305号，pp.23-34，1981年1月，

*2) 札幌管区気象台，”主な気象要素の年別極値表”．

*3) A.H.Ang and W.H.Tang ,"Probability Concepts in Engineering Planning and Design",Vol.I Basic Principles,（日本語訳）,丸善．

*4) A.H.Ang and W.H.Tang ,"Probability Concepts in Engineering Planning and Design", Vol.II Decision,Risk and Reliability,（日本語訳），丸善．

*5) 脇本和昌他，”パソコン統計解析ハンドブックI，基礎統計編”，共立出版，pp.286.

付録Ｄ　Ｍ－φ関係における第二勾配，第三勾配接線剛性低下率

（１）　Ｍ－φ関係の第二勾配接線剛性低下率αとＭ－θ関係の降伏点割線剛性低下率αｙとの関係

逆対称材に関して，Ｍ－θ関係から得られる材端モーメントとＭ－φ関係から得られる材端モーメントは等しいと仮定する。この仮定を基にαとαｙの関係式を誘導する。

材端モーメントがひび割れモーメントＭｃから降伏モーメントＭｙに増加した場合の回転角の増分は，Ｍ－θ関係においては次式で示すことが出来る。

$$\theta y-\theta c = L(My-Mc)/(6EI\bar{\alpha}) \qquad (付-1)$$

ここに，$\bar{\alpha}$：Ｍ－θ関係の第二勾配接線剛性低下率

一方，Ｍ－φ関係においては，増分方程式を

$$\begin{Bmatrix} d\theta_A \\ d\theta_A \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} dM_A \\ dM_B \end{Bmatrix} \qquad (付-2)$$

と置くと逆対称材とした場合，$dM_A=dM_B=dM$，$d\theta_A=d\theta_B=d\theta$，$\mu_A=\mu_B=0$，$\lambda_A=\lambda_B=\lambda$，$\alpha_A=\alpha_B=\alpha$，$\beta_A=\beta_B=\beta$と置けるので，(付-2)より

$$d\theta=(f_{11}+f_{12})dM \qquad (付-3)$$

ここに，

$$f_{11} = 2[(\lambda-1)^3(1/\alpha-1)-(1/\beta-1/\alpha)+1/\beta+\lambda^3(1/\alpha-1)]\ L/(6EI)$$

$$f_{12} = -[\lambda^2(3-2\lambda)(1/\alpha-1)+1+\lambda^2(3-2\lambda)(1/\alpha-1)]L/(6EI)$$

故に

$$f_{11}+f_{12}=L/(6EI)\ [(1/\alpha)\{1-(1-2\lambda)^3\}+(1-2\lambda)^3] \qquad (付-4)$$

ところで部材に沿う曲げモーメント分布が付図Ｄ－１のようであった場合，任意点のモーメントは

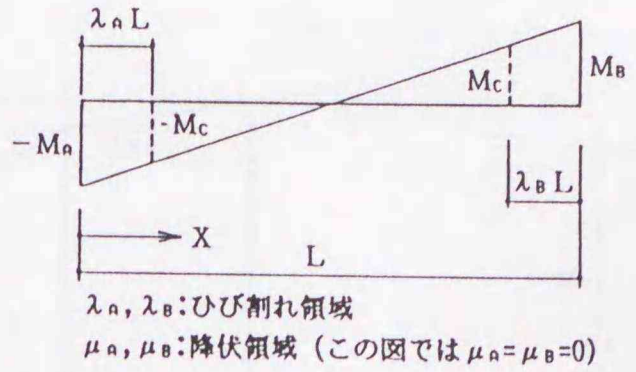
$$Mx=2MX/L-M \qquad (付-5)$$

であるから，Ｘ＝λＬにおいては

$$(1-2\lambda)=Mc/M \qquad (付-6)$$

と表せる。(付-6)を(付-4)に代入すると

$$f(M)(=f_{11}+f_{12})=L/(6EI)\ [(1/\alpha)\{1-(Mc/M)^3\}+(Mc/M)^3] \qquad (付-7)$$



付図Ｄ－１　材端がひび割れ状態の曲げモーメント分布

と置ける。故に，モーメントの増分を微小としたときの回転角の増分は

$$\theta y-\theta c=\int_{Mc}^{My} f(M)\,dM$$

$$=\int_{Mc}^{My} L/(6EI)\ [(1/\alpha)\{1-(Mc/M)^3\}+(Mc/M)^3]\,dM$$

$$=L/(6EI)(1/\alpha-1)1/2(Mc^3/My^2-Mc)+L/(6EI\alpha)(My-Mc) \quad (付-8)$$

(付-1)と(付-8)より

$$1/\bar{\alpha}=(1/\alpha-1)\cdot 1/2\cdot\{(Mc^3/My^2-Mc)/(My-Mc)\}+1/\alpha \quad (付-9)$$

Mc/My=m と置き，上式をαについて解くと

$$\alpha=(m+2)(1-m)/\{2/\bar{\alpha}-m(m+1)\} \quad (付-10)$$

$\bar{\alpha}$ とαy の関係式

$$1/\bar{\alpha}=(My/\alpha y-Mc)/(My-Mc)=(1/\alpha y-m)/(1-m)$$

を考慮すると，次の関係式が求まる。

$$\alpha=(m+2)(1-m)^2/\{2(1/\alpha y-m)-m(1-m^2)\} \quad (付-11)$$

（２）　Ｍ－φ関係の第三勾配接線剛性低下率βについて

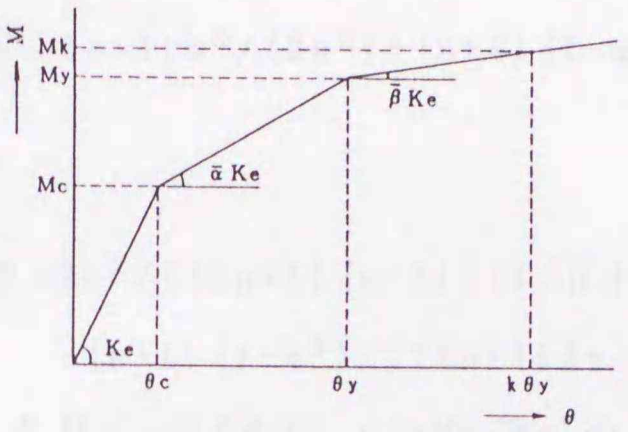
上記と同様の考え方でβと $\bar{\beta}$（Ｍ－θ関係の第三勾配接線剛性低下率）の関係式を求める。Ｍ－θ関係において材端モーメントが付図Ｄ－２の様にMyからMkまで増加した場合の回転角の増分は次式で表すことが出来る。

$$\theta y(k-1)=L/(6EI\bar{\beta})(Mk-My) \quad (付-12)$$

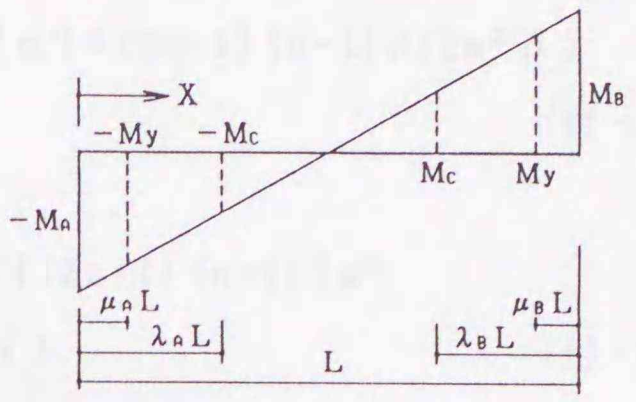
逆対称材とした場合，$\mu_A=\mu_B=\mu$，$\lambda_A=\lambda_B=\lambda$，$\alpha_A=\alpha_B=\alpha$，$\beta_A=\beta_B=\beta$ であるから，

$$f_{11}=2[(\lambda-1)^3(1/\alpha-1)+(\mu-1)^3(1/\beta-1/\alpha)+1/\beta$$

$$+\lambda^3(1/\alpha-1)+\mu^3(1/\beta-1/\alpha)]\ L/(6EI)$$



付図Ｄ－２　逆対称材の材端モーメント－回転角関係



付図Ｄ－３　材端が降伏状態の曲げモーメント分布

$$f_{12}=-[\lambda^2(3-2\lambda)(1/\alpha-1)+\mu^2(3-2\mu)(1/\beta-1/\alpha)+1$$
$$+\lambda^2(3-2\lambda)(1/\alpha-1)+\mu^2(3-2\mu)(1/\beta-1/\alpha)]L/(6EI)$$

故に

$$f_{11}+f_{12}=[2(4\lambda^3-6\lambda^2+3\lambda-1)(1/\alpha-1)+2(4\mu^3-6\mu^2+3\mu-1)$$
$$(1/\beta-1/\alpha)+2/\beta-1]\ L/(6EI) \qquad (付-13)$$

材軸に沿うモーメント分布を付図Ｄ－３に示すとおりとすると，任意点のモーメントは $Mx=2MX/L-M$ ，故に $X=\mu L$ のとき $M=-My$，$X=\lambda L$ のとき $M=-Mc$ であるから

$$\mu=(1-My/M)/2,\quad \lambda=(1-Mc/M)/2 \qquad (付-14)$$

(付-14)を(付-13)に代入し，それを f (M) と置き整理すると，

$$f(M)=[-(Mc^3/M^3+1)(1/\alpha-1)-(My^3/M^3+1)(1/\beta-1/\alpha)+2/\beta-1]\ L/(6EI) \qquad (付-15)$$

故に

$$\theta y(k-1)=\int_{My}^{Mk} f(M)\,dM$$
$$=L/(6EI)\int_{My}^{Mk}[-(Mc^3/M^3+1)(1/\alpha-1)-(My^3/M^3+1)(1/\beta-1/\alpha)$$
$$+2/\beta-1]\,dM$$
$$=L/(6EI)[(1-1/\alpha)\{-(Mc^3/2)(1/Mk^2-1/My^2)+(Mk-My)\}$$
$$+(1/\alpha-1/\beta)\{-My^3/2(1/Mk^2-1/My^2)$$
$$+(Mk-My)\}+(2/\beta-1)(Mk-My)] \qquad (付-16)$$

(付-12)と(付-16)は，仮定条件より等しくあらねばならないので，

$$1/\overline{\beta}=(1-1/\alpha)\{-(Mc^3/2)(1/Mk^2-1/My^2)/(Mk-My)+1\}$$
$$+(1/\alpha-1/\beta)\{-(My^3/2)(1/Mk^2-1/My^2)/(Mk-My)+1\}+(2/\beta-1)$$

ここで，n=Mk/My，m=Mc/My と置くと

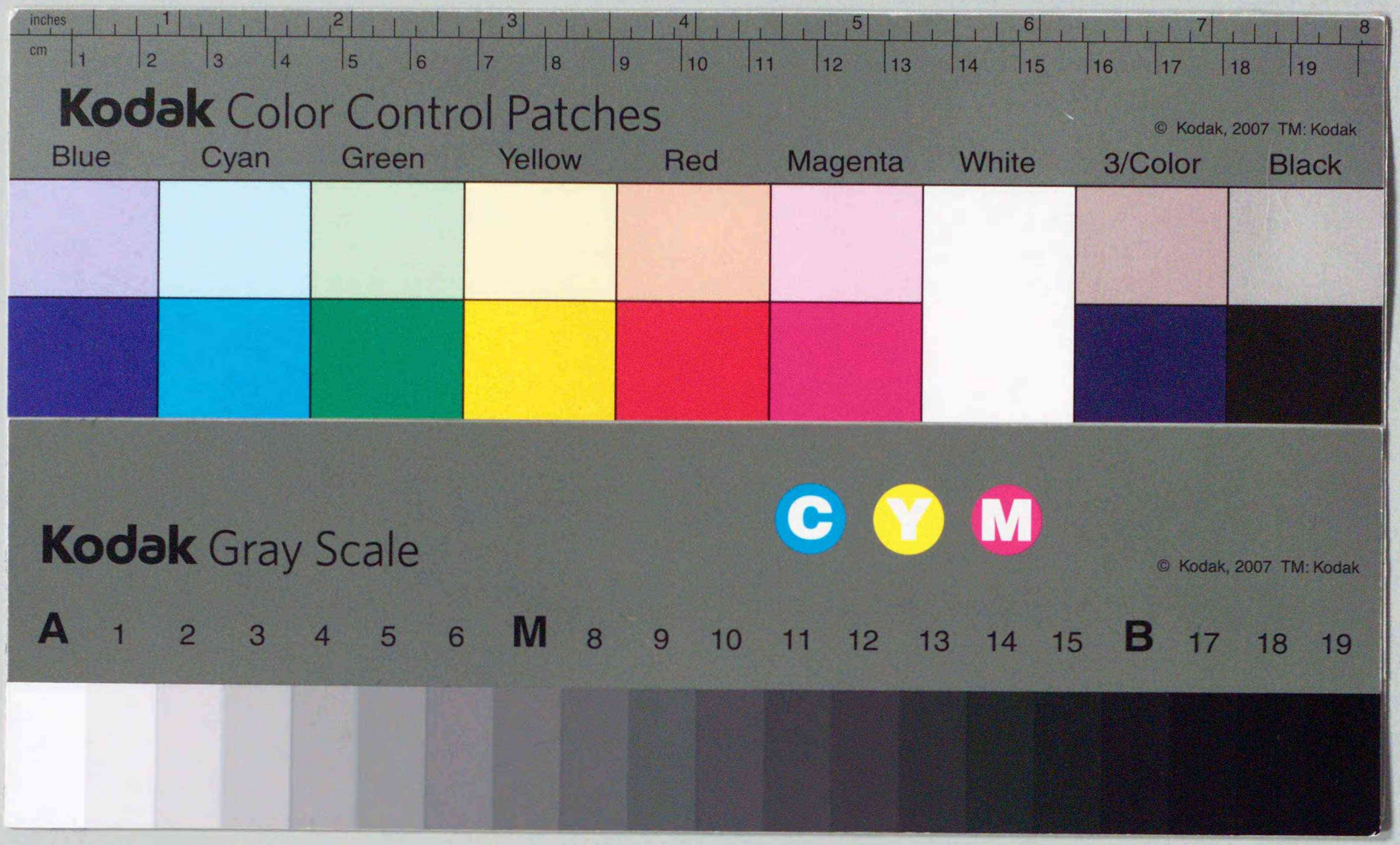
$$1/\overline{\beta} = (n+1)m^3/(2n^2) + (n+1)(1-m^3)/(2n^2\alpha) + (2n+1)(n-1)/(2n^2\beta) \quad (付-17)$$

故に

$$1/\beta = 2n^2/\{(2n+1)(n-1)\}(1/\overline{\beta}) - (n+1)/\{(2n+1)(n-1)\}m^3 - (n+1)(1-m^3)/\{(2n+1)(n-1)\}(1/\alpha) \quad (付-18)$$

これより，$1/\beta$ は $n(=Mk/My)$ の関数とみなすことが出来る（$n\rightarrow\infty$ のときは $\beta=\overline{\beta}$）。従って，厳密には損傷の程度に応じて β の値を変化させねばならないことになる。しかし，簡単の為に便宜上 β は一定であると仮定する。




inches
cm
Kodak Color Control Patches
© Kodak, 2007 TM: Kodak
Blue
Cyan
Green
Yellow
Red
Magenta
White
3/Color
Black
Kodak Gray Scale
C
Y
M
© Kodak, 2007 TM: Kodak
A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19