第4回電子計算機利用シンポジウム
日本建築学会 1982年3月

3－18

ビル建築構造の地震時を想定した静的弾性応力解析についての一考察

正会員 堀井昌博[1] 同 小山 守[3]
同 ○和田 章[2] 同 角田義雄[3]

§1. はじめに

ビル建築構造の耐震設計法が昭和56年6月に改正され，その外力の決め方は静的震度法からせん断力係数を用いた方法に変更された。この新法において，2次設計と呼ばれている保有水平耐力の計算は新しい考え方であるが，1次設計と呼ばれている弾性設計に関しては以下に述べるように基本的な考え方は変っていない。

それは建物をX方向とY方向に分け，各方向についてある1つづつの静的外力を設定し，この水平荷重によって応力計算を行ない，この結果が骨組，壁等の弾性許容耐力以内であることを確認するという考え方である。

設計用せん断力係数は，串団子モデルを用いた過去の地震記録による応答計算の結果として得られる最大層せん断力の包絡線を統計的に整理したものから求めたものである。一般に，骨組の設計には柱・梁に生じるせん断力および曲げモーメントの大きさがその断面を決める根拠となり，これはその層に生じるであろう最大層せん断力の大きさに直接的に依存するという考え方によって，せん断力係数を用いて水平力を決める方法を最良のものとしたと考えられる。

この方法は，整った骨組，なおかつ建物全体としてせん断系のモデル化が成り立つような骨組の場合は完全に正しく，上記の手順で求めた外力によって得られる骨組の応力は，実際に動的計算によって得られる骨組の最大応力をよく近似しているに違いない。しかし，整っていない骨組，連層耐震壁をもつ曲げ系のモデル化が必要となる骨組，さらには不規則に配置された耐震壁をもつような骨組に関しては，先に述べた静的計算の結果は動的挙動を考慮した結果を近似しているとはいえなくなる。たとえば，耐震壁に生じるせん断力は高次モードの振動の影響を受けやすいために，同程度の外力規模のもとでは動的計算の方が静的計算より大きな値を示すと考えられる。下層部の外側の柱の軸力は動的に考えると各層の水平荷重が同時に同じ方向を向いているとは限らないので静的計算の値は過大であることが予想される。等である。

後者のような場合には，ある1つの外力条件だけについて得られる1つの応力解析結果の精度だけを高めることは，構造設計全般の流れの中における精粗の一貫性から考えて無意味であることになり，静的荷重の考え方，部材の断面の検討法まで含めて総合的に考えるべき問題であることになる。特に，電子計算機を用いた自動構造設計と呼ばれているシステムにおいて，応力計算だけの精度を高め，その応力にだけ基づいて断面設計を進めることは無意味である。本来，動的な状態を考慮して設計し静的に検討すべきものであって，基準に定められた外力条件だけに基づいて静的に設計すべきものでないからである。

本論文では，ビル建築の弾性応答解析によって，柱，梁，壁に生じる応力の動的変化を求め，この結果がせん断力係数を用いて求めた静的応力計算の結果とどのような対応関係にあるかを調べる。

§2. 動的応力計算法

地震動をうける際の骨組の応力の動的変化は，建物の応答の時々刻々の層せん断力に対応した応力計算を行なうことによって求めることができるが，応答計算時間を10秒，時刻増分を0.01秒としても1,000回の応力計算を行なわなくてはならなく，効率的な計算法とはいえない。

ここではモード分離法を用いて動的な応力変動を求める。つまり，建物の固有値，モード計算にもとづいて各モード毎の骨組の応力を求めておき，これに対応した固有周期をもつ1質点振子の応答解析による各時刻の変位応答を刺激係数（β_i）を考慮してこれに乗じ，加えることにより，骨組の応力の時刻変動を調べる方法である。

§3. 地下1階地上10階建のビル骨組を用いた数値解析

図1は，数値計算に用いるビル骨組を示している。中央の通りの柱の幅(B)を0.8 m，1.6 m，3.2 m，6.4 mと4段階に変化させ，純ラーメン骨組から耐震壁の入った骨組までの特性の違いを調べようとするものである。

表１に各階の重量と固有周期，w^2を示す。図２，図３はＢ＝0.８mの場合について１次～４次に対応する応力図と１質点振子の振動の様子を示す。図４，図５には同様にＢ＝6.４mの場合を示している。時刻履歴を示している図はエルセントロＮＳ波を最大速度１００ｇａｌとし，減衰定数を５％としたときの変位応答をこの質点が，１Ｇの加速度を静的に受けた時の変位で基準化して示してある。この各周期の応答結果によると，最大値の発生時刻は一到する可能性もあるが，各々独立な事象であると考えられる。応力図は１Ｇの一定加速度を横方向に受けた時の応力を示しており，$(ui\cdot\beta i\cdot g/w^2 i)$の変形に対応している。Ｂ＝0.８の純ラーメン構造では１次モード時の応力に比べ２，３，４次の応力は１２％，４％，２％と順次小さくなっている。高次モードの応力では柱だけに曲げモーメントが発生し，梁には発生していない層がある。高次モードの影響が大きくでる場合には柱には梁より大きな応力が発生すると考えられる。Ｂ＝6.４mの耐震壁付き構造では，２，３，４次の耐震壁の応力は１次の応力に比べ２２％，８％，５％への減少にもかかわらず柱の応力は１２％，３％，0.５％へと極端な減少を生じており，耐震壁が高次モードに対応する応力をほとんど負担していることが分る。時刻歴応答とモード別応力を乗じて時時刻々加算することにより，応力の動的変化を知ることができる。図６，図７，図８，図９は各々Ｂ＝0.８m，1.６m，３.２m，6.４mに対応しており，動的に計算した柱，梁，耐震壁の応力の包絡線と，最大層せん断力に対応させて静的に求めた応力計算結果を比較して示す。各図の右側には各層の層せん断力の柱と耐震壁の分担を動的に求めた場合と静的に求めた場合とを比較して示す。静的計算の結果によると，ラーメンの柱・梁に生じる曲げモーメント，せん断力は動的計算の最大値をよく表わしていることが分る。しかし，耐震壁については高次の影響を強く受けるため，最大せん断力は動的に計算したものの方が大きくなり，静的には反曲点となり曲げモーメントの小さな層にも一様に大きな曲げモーメントが働くことが示されている。ラーメン柱と耐震壁の最大分担せん断力の比を調べると純ラーメン構造に近いＢ＝0.８m，1.６mでは静的計算と動的計算で差はないが，耐震壁構造のＢ＝３.２m，6.４mでは特に上層部において柱と耐震壁の最大分担せん断力の和は層せん断力の最大値より大きくなる。このように耐震壁の応力は静的計算と動的計算で大きく異なるにもかかわらず境界梁の応力についてはほとんど差がないことに興味がある。柱の軸力ははじめに述べたように，静的計算の方が動的計算より大きな値になることが示されている。

§４．おわりに

このように単純な例題にもかかわらず，静的計算は動的計算を忠実には表わし得ないことを示した。実際の建物は非常に複雑であり，またこれを複雑な形のまま解析してしまう技術が進んでいる。しかし複雑であればあるほど得られる解はそれだけただ一つの特解にすぎないことになる。構造設計に電子計算機を利用する場合，従来の手順をただスピードアップして，高めやすい部分だけの計算精度のみを高めることに努力することは，ますます本質を失なってしまうことを反省しなくてはならない。

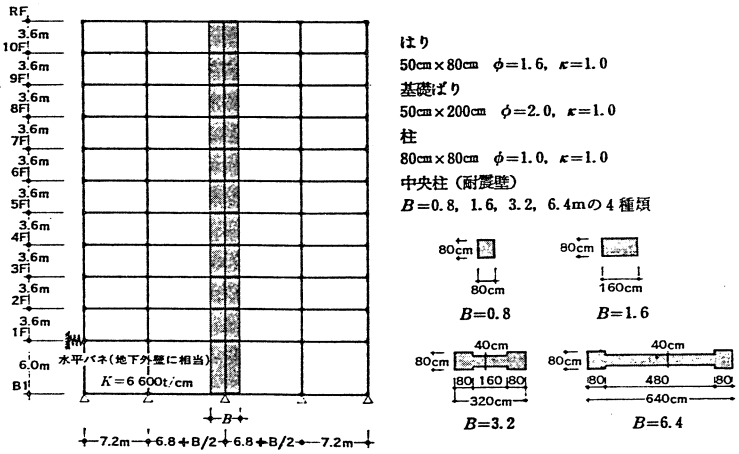

図１．数値解析に用いる地下１階地上１０階建のビル骨組

表１　建物重量と固有周期

B（m）		0.8	1.6	3.2	6.4
重量(t)	R_F	159	165	175	193
	10F~2F	153	161	175	198
	1F	222	232	249	278
T_1（sec）		0.986	0.936	0.855	0.721
w_1^2		40.6	45.1	54.1	76.0
T_2（sec）		0.317	0.297	0.254	0.188
w_2^2		393	449	612	1116
T_3（sec）		0.181	0.165	0.129	0.086
w_3^2		1211	1450	2376	5336
T_4（sec）		0.123	0.109	0.079	0.053
w_4^2		2615	3313	6259	14286

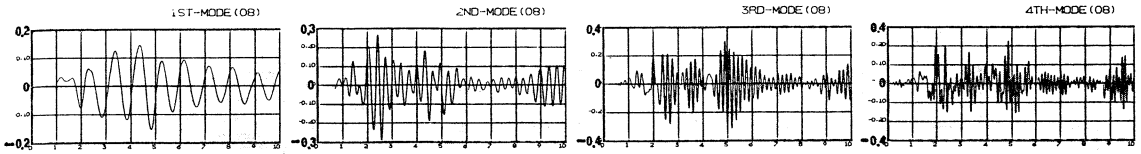

図２　各固有周期に対応した１質点振子の変位応答履歴（Ｂ＝0.8ｍ，エルセントロＮＳ１００gal）

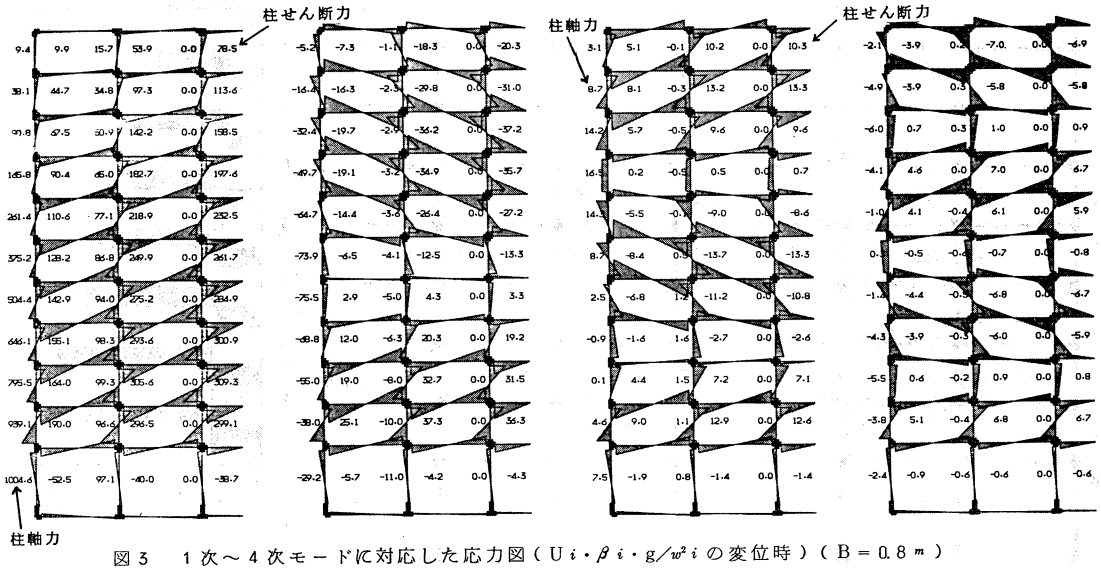

図３　１次～４次モードに対応した応力図（$Ui\cdot\beta i\cdot g/w^2 i$ の変位時）（Ｂ＝0.8ｍ）

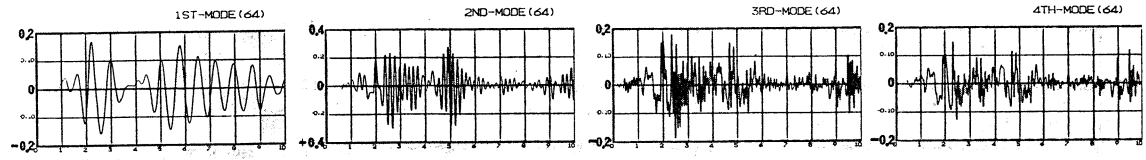

図４　各固有周期に対応した１質点振子の変位応答履歴（Ｂ＝6.4ｍ，エルセントロＮＳ１００gal）

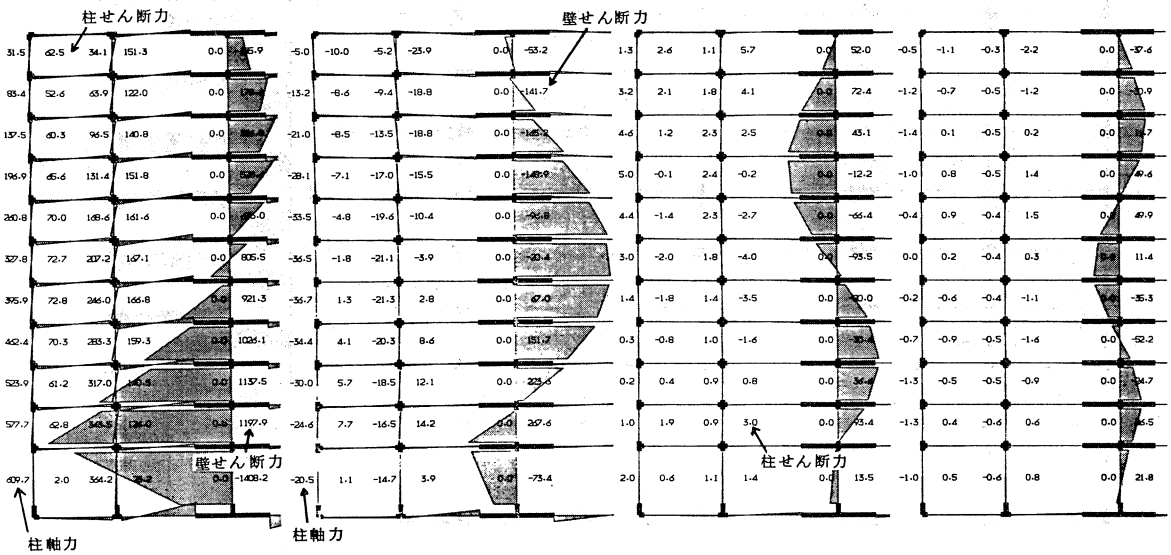

図５　１次～４次モードに対応した応力図（$Ui\cdot\beta i\cdot g/w^2 i$ の変位時）（Ｂ＝6.4ｍ）

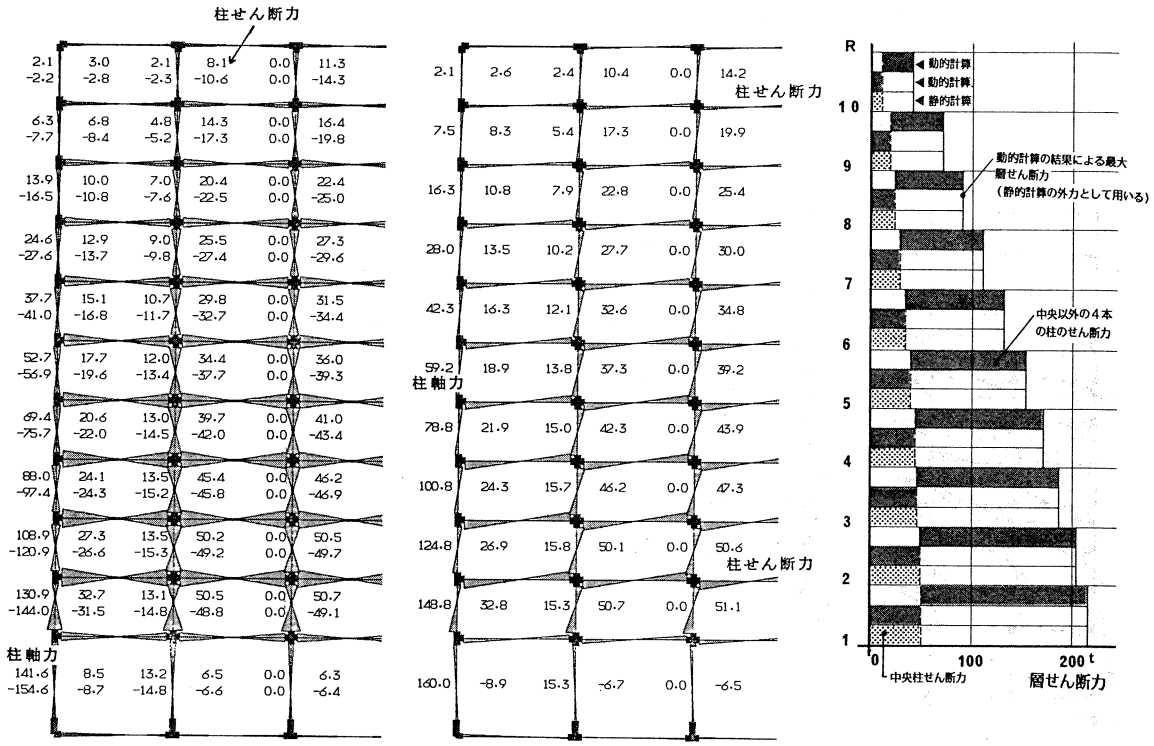

図 6　動的計算による最大応力の包絡線図，静的応力計算図，層せん断力分担図（B = 0.8 m）

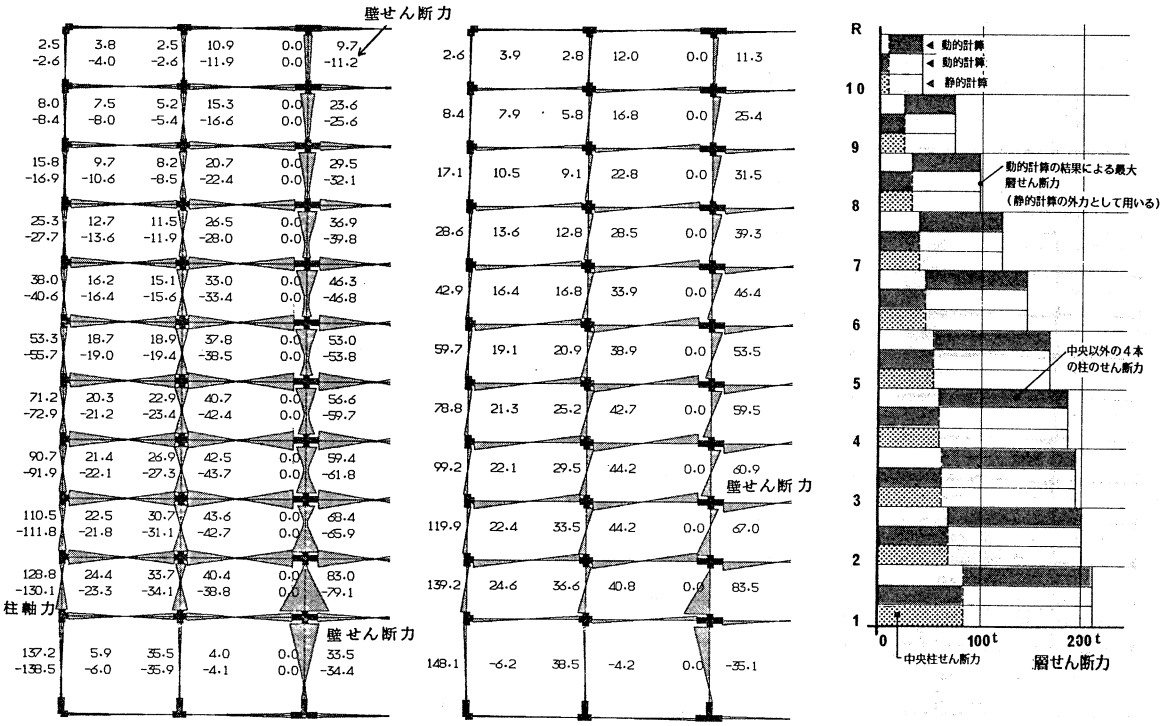

図 7　動的計算による最大応力の包絡線図，静的応力計算図，層せん断力分担図（B = 1.6 m）

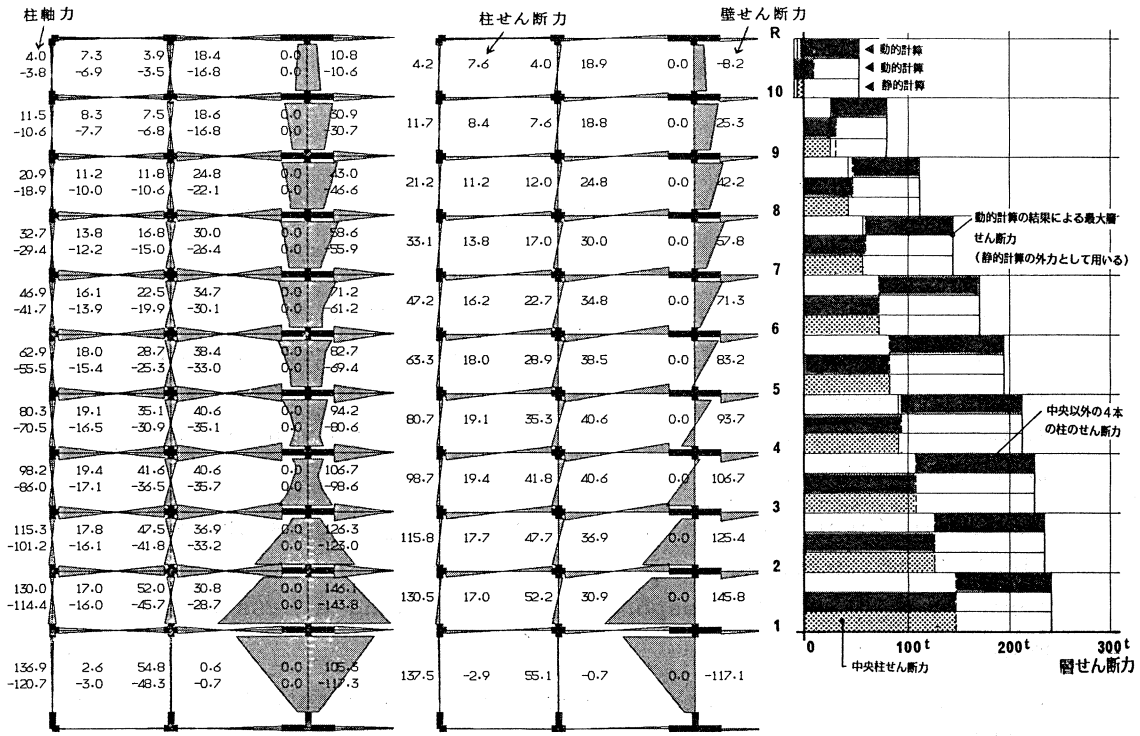

図 8　動的計算による最大応力の包絡線図，静的応力計算図，層せん断力分担図（B＝3.2 m）

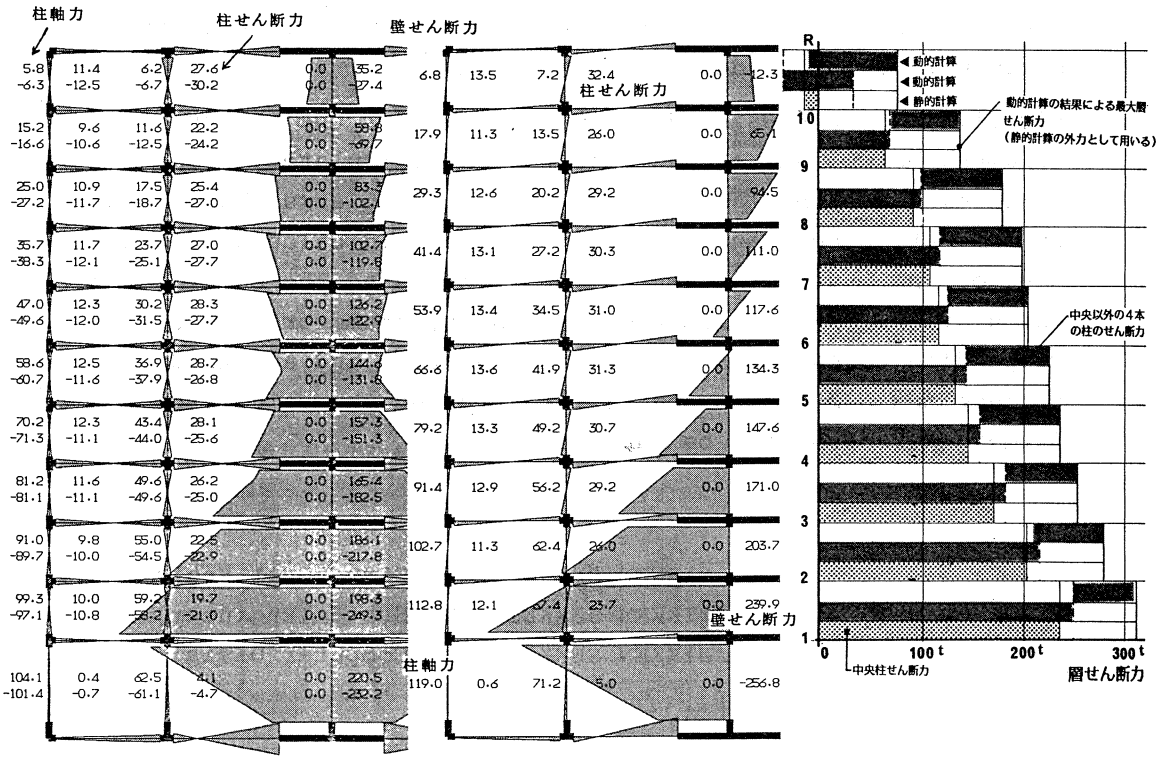

図 9　動的計算による最大応力の包絡線図，静的応力計算図，層せん断力分担図（B＝6.4 m）

1）日建設計 構造主管　　2）同　技術主査　　3）同　コンピュータ部

A STUDY ON LINEAR STRESS ANALYSIS OF BUILDING STRUCTURES SUBJECT TO SEISMIC HORIZONTAL STATIC FORCES

M. Horii[*1], A. Wada[*2], M. Koyama[*3], Y. Tsunoda[*3]

Following the amending of the aseismic design code in June 1981, determination of horizontal external forces on building structures has changed from the method of applying shear force coefficients to that using of applying statical seismic coefficients.

The shear force coefficient is obtained by regulating statistically the envelope curves of the maximum storey-shearing forces obtainable by response analysis using a mass spring model.

The method above is adequate when it applies to a homogeneous building structure framework. But, with a heterogeneous framework, it is not certain that the value of the above-mentioned statical calculation will approximate that of the maximum stress considering dynamic behavior.

Firstly in this thesis, dynamic response for the stress of columns, beams, and shear walls will be calculated, using elasticity response analysis of the building structure, then, interrelation between the result of the said calculation and that of the statical stress calculation using the shear force calculation will be examined. Secondly, framework stress responding to each mode will be calculated, and a method to produce maximum stress statically by using the calculated framework stress will be proposed.

*1 NIKKEN SEKKEI LTD, Structural Engineer
*2 NIKKEN SEKKEI LTD, System Engineer, Dr.Eng.
*3 NIKKEN SEKKEI LTD, Computer Division