

(14) 高層立体架構の最強地震に対する耐震設計

—雁行したV字形平面をもつ場合—

(鹿島建設 武藤研究室) 武藤 清 ○福沢 栄治

1. はじめに

本報告は FIG. 1 に示す雁行した V 字形平面をもつ 39 階建の赤坂プリンスホテルの耐震設計について述べる。このホテルは現在建設準備中であり、建築設計を丹下健三・都市・建築設計研究所が担当し、構造設計を鹿島建設が実施したものである。

敷地は赤坂見附駅の北東に位置し、南西の方向に向かって下方に傾斜する地形となっている。このような都心に建設されるホテルとしての機能および敷地条件により、建築計画では地上 140m の高さでユニークな平面形状が、構造計画では超高層ビルとしての高度の耐震・耐風安全性を兼ね備えたとともに合理的、経済的な架構設計が要求された。そこでこの斬新な建築計画にふさわしい新しい構造計画を追求することに苦心した。その場合地震力や風圧力に対して特殊な平面形状であることと架構の細高比が非常に高くなることのために立体効果によって通常の超高層オフィス骨組では予想し得ない複雑な応力と変形が生じ、このような性状に見合った断面設計を行なうことが不可決であった。またそれとともに地震力の方向によっては平面形状に起因するねじれ変形が不可避であり、これを最小限にコントロールする架構計画および耐震壁配置計画を探求することが重要な命題となった。

そこで、この構造特性および動特性を正確に把握するために、筆者らが開発した高層骨組の 3 次元コンピュータ解析プログラム "FAPP IV¹⁾" を用い、大型コンピュータを駆使して、耐震および耐風解析を行なった。そしてこれらの結果を、フィードバックして断面を修正するという手順を

くりかえし²⁾、合理的で十分な強度と靱性を有する最終設計骨組とバランスのとれた耐震壁配置計画を得た。

なお、本文ではこの最終設計骨組を対象に静的地震力に対する応力変形状、固有振動性状、中地震および最強の大地震、すなわちタワー支持位置 250gal および 400gal という苛酷な入力加速度に対する地震応答性状について述べる。

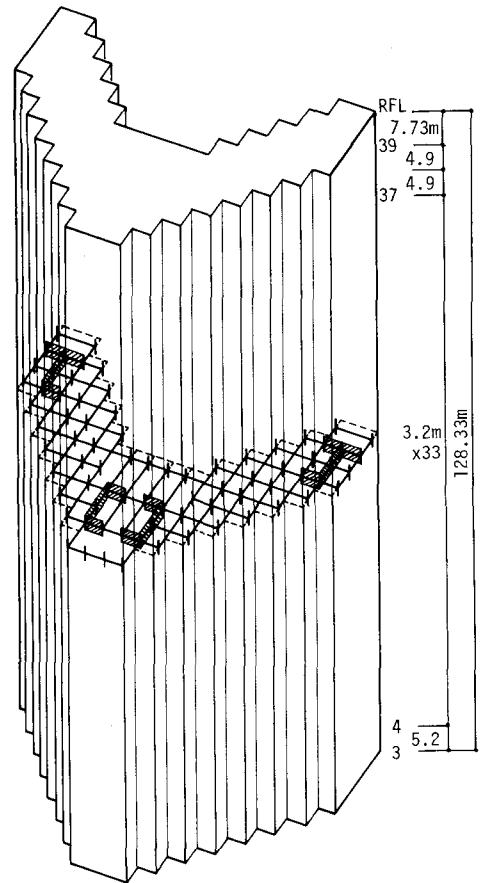


FIG. 1 RESPECTIVE DRAWING OF THE TOWER

2. 建物概要

この建物は FIG. 1 に示したように地上39階地下2階、基準地盤よりの高さ140mの超高層ホテルで延床面積は約70,000m²である。

構造種別は次の通りである。

低層部	}	基礎……………RC造直接基礎
		地下2階……………RC造
		地下1階～地上2階……SRC造
タワー部	地上3階以上	S造

高層部基準階は床面積約1500m²、階高3.2m平面形状は FIG. 2 に示すような雁行したV字形である。架構システムは4m×4mグリッドの鉄骨立体フレームとコア部および両翼部に配置されたRC造スリット壁³⁾から構成され、その構造軸線はV字形の主軸方向(X, Y方向)に一致している。柱、梁部材は TABLE 1 に示すH形鋼を用い、とくに柱はH形鋼の強軸および弱軸のもつ断面性能を生かした配置となっている。

また、本架構システムでは従来の超高層ビルに比べて、柱と梁の接合箇所が非常に多くなっている。そこで柱梁接合部は力学的にも単純明快で施工面からも品質管理が容易で信頼性の高い FIG. 3 に示す鋳鋼製の SPLIT-TEE を用いた高力ボルト引張接合(ハイスプリット工法⁴⁾)を採用した。

3. 耐震設計方針

3.1 基本方針

構造設計に当っては平面形状に起因するねじれ変形を最小限に留めること、すなわち“ねじれコントロール”を主眼とし、地震力に対して十分な強度、剛性および靱性を有する釣り合いのとれた架構を設計することを目標とした。このねじれコントロールに関してはとくにスリット壁と柱断面の配置に留意し、強度および靱性に関しては梁降伏先行型の設計を意図した。

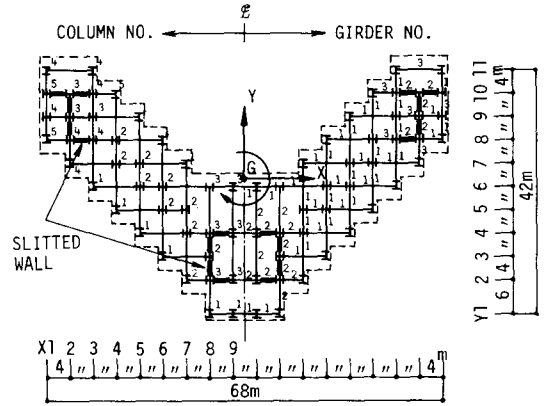


FIG. 2 TYPICAL FLOOR FRAMING PLAN

TABLE 1 MEMBER LIST

	NO.	STORY	MEMBER
COLUMN	1	39-14	H-418x412x25x30
		13-3	H-428x412x25x35
	2	39-26	H-418x412x25x30
		25-14	H-428x412x25x35
	3	13-3	H-438x412x25x40
		39-26	H-428x412x25x35
	4	25-14	H-438x417x30x40
		13-3	H-458x417x30x50
		39-26	H-458x417x30x50
		25-3	H-468x422x35x55
5	39-26	H-468x422x35x55	
	25-3	H-478x422x35x60	
	1	R-3	H-500x200x10x16
GIRDER	2	R-3	H-506x201x11x19
	3	R-3	H-488x300x11x18
	1-3	3	H-600x200x11x17
WALL		39-3	SLITTED WALL t=15cm

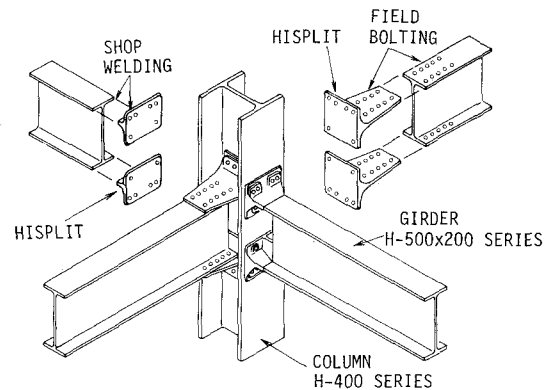


FIG. 3 COLUMN-GIRDER CONNECTION METHOD

3.2 設計手順

まず建設省建築研究所「建築基準法・同施工令改訂案」(昭和44年7月)に準拠し、予備的に行なった地震応答解析結果を考慮して設計用地震力を決定し、それによる応力と風荷重による応力とを勘案して第1次の部材断面を定めた。つぎに弾性から弾塑性にわたり地震応答解析を行なってその結果により断面の修正を施し、さらに修正断面について応答性状を確認するという手順をくりかえして最終設計断面に至っている。なお前述の静的な設計用地震力は高層タワー部の支持点である3階床位置でのせん断力係数で0.06である。

3.3 耐震設計クライテリア

高層部に入る設計用地震動の強さとしてまれに起るであろう中地震と最強の大地震の2段階に分け、それらの地震動の3階床位置での入力最大加速度をそれぞれ250および400galと設定した。以上2段階の地震動に対する耐震設計の判定規準は次の通りである。

- i) 中地震に対し鉄骨部材は許容応力度内におさめ、層間変位角も $1/250$ 以下とする。
- ii) 最強の大地震に対し鉄骨部材およびスリット

壁の一部は塑性域に入るとしても、大きな塑性変形が生じないように意図し、層間変位角は $1/150$ 以下とする。

4. 解析方法

静的な地震力に対する応力変形解析、固有振動解析に当っては、高層骨組の3次元電算解析プログラム“FAPP IV”を用いて、架構を構成する柱、梁、接合部およびブレース置換したスリット壁の各種変形を忠実に精算で考慮している。この場合、対称性を考慮して $1/2$ 平面を解けばよいが、それでも全体未知数は柱本数 $M=38$ 、層数 $N=37$ (3階床固定)であるので、 $(5M+3) \times N=7141$ と膨大なもので、最新のコンピュータHITAC M-180によるCPUタイムは35分を要した。

弾性および弾塑性地震応答解析では全体曲げ変形による立体効果を取り入れた新しい立体略算モデル⁵⁾を設定した。この場合X、Y方向の各フレームを等価な曲げせん断変形要素に置換し、それらの各層のせん断変形に対し、FIG.4に示すような二折線型の復元力特性を考慮している。

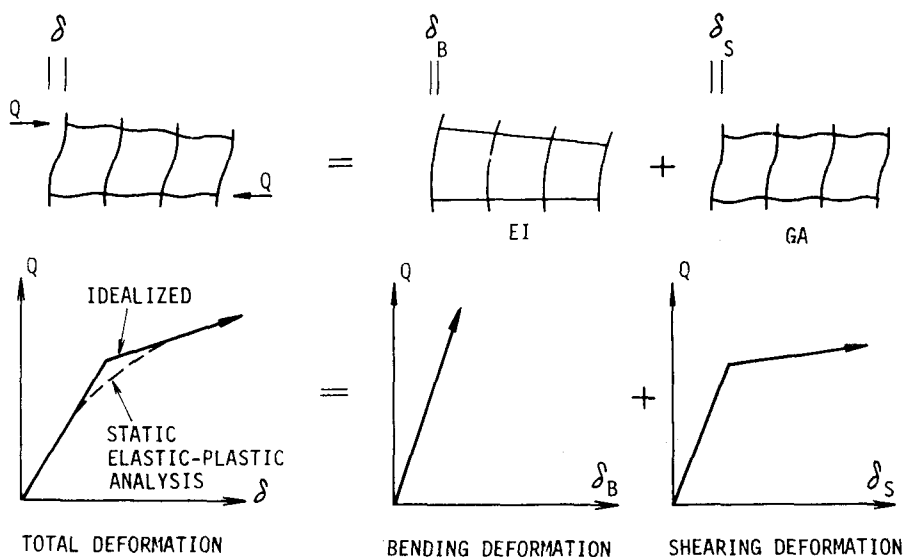


FIG. 4 CONVERSION OF PLANE FRAME TO BENDING AND SHEARING MODEL

5. 静的解析結果

ここでは主に § 3 で示した設計用地震力を X 軸正方向に作用させた場合の静的解析結果について述べる。

水平変位 (FIG. 5)

各階床は X 軸正方向に並進するとともに、若干の時計回りのねじれ回転が生じる。構造設計に当っては両翼先端にスリット壁と柱を密に配置することによりねじれ制御を行なったにもかかわらず頂部における水平変位量は重心位置 (G) で約 57cm に対し端部フレームで約 10cm 変位の増減があった。

最上層の床の鉛直方向変位 (FIG. 6)

全体に比較的スムーズな変位分布を示し、最大鉛直変位量は約 3.5cm である。この鉛直変位の生じない点、すなわち全体曲げ変形のみかけの中立軸について検討すると、平面形の対称軸である Y 軸と平面形の中心を通る V 字形をより緩やかにした U 字形曲線の 2 つが存在し、床が複雑にワーピングすることがわかる。

3 階の柱の軸方向力 (FIG. 7)

地震力によって生ずる柱の軸方向力は両翼部やスリット壁周辺の柱で大きく、3 階では最大 930t になっている。

20 階床梁の曲げモーメント (FIG. 8)

立体効果とスリット壁の存在でかなり不規則となっており、加力方向では中央コア部境界梁でもっともきびしく、最大 97tm のモーメントが生じる。また加力直交方向でも中央コア部の梁に最大 37tm のモーメントが生じる。これらの応力に長期荷重による曲げモーメント 2~5tm を加算しても許容曲げモーメント内に十分おさまっている。

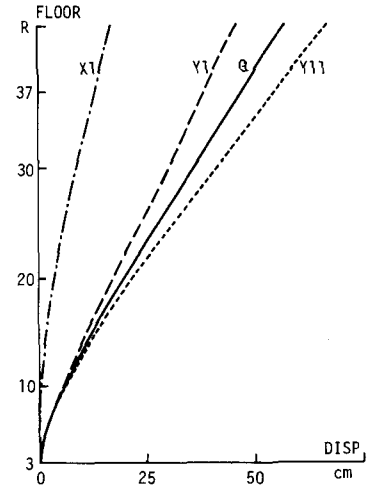


FIG. 5 HORIZONTAL DISPLACEMENTS

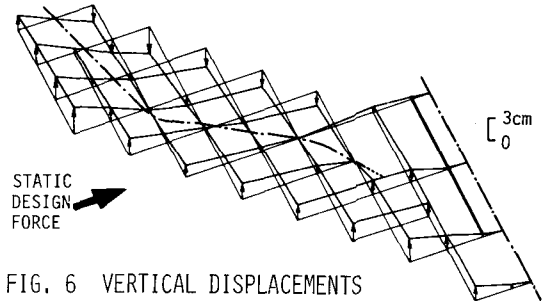


FIG. 6 VERTICAL DISPLACEMENTS OF COLUMNS AND IMAGINARY NEUTRAL AXIS (RFL)

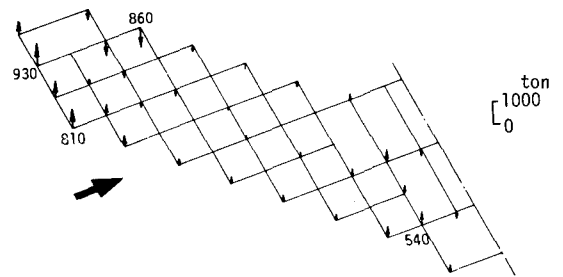


FIG. 7 NORMAL FORCES OF COLUMNS (3RD FLOOR)

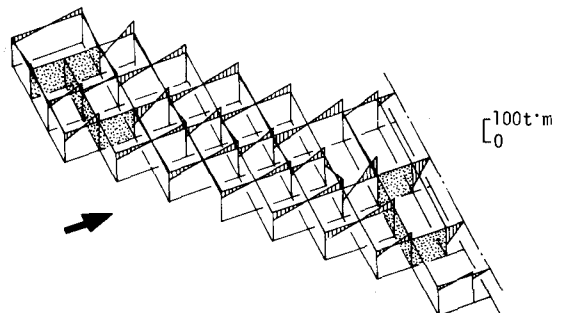


FIG. 8 BENDING MOMENTS OF GIRDERS (20TH FLOOR)

6. 動的解析結果

地震応答解析に当っては高層部の支持点である3階床位置において本架構の剛性の主軸方向であるXおよびY方向にそれぞれ独立に設計用地震動を入力して耐震性を検討した。設計用地震動としてはEL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, TOKYO 1956 NS, SENDAI 1962 NSの4波を採用し、中地震(3階床位置で250gal)に対し弾性応答解析を、最強の大地震(450gal)に対し弾塑性応答解析を実施した。減衰は内部粘性系とし1次振動形に対し、2%を仮定した。

これらの解析結果のうちここでは主にX方向入力の場合について以下に述べることとする。

6.1 固有振動解析結果

X方向の固有振動周期(T_x)をTABLE 2に固有振動モードをX方向地動入力に対する刺激係数(β_x)で規準化してFIG. 9に示す。

X方向の固有振動特性は並進とねじれが連成したものとして得られる。1次振動形は並進がもっとも優勢でこれにねじれが連成しており、このモードに対する刺激係数(β_x)が全モード中最大となっている。2次振動形はねじれがもっとも優勢でこれに並進が連成しており、正方向並進にともなうねじれ回転の方向が1次振動形とは逆向きとなっている。3次以下の振動形では並進とねじれの連成度は少なく、3次および4次周期は並進とねじれが連成しない通常の高層ビルにおけるそれぞれ並進とねじれの2次周期に相当するものとなっている。

TABLE 2 NATURAL VIBRATION PERIODS IN X-DIR.

	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th
$T_x(\text{sec})$	420	338	1.19	1.01	0.63	0.54
β_x	1.15	0.29	0.66	0.01	0.38	0.00

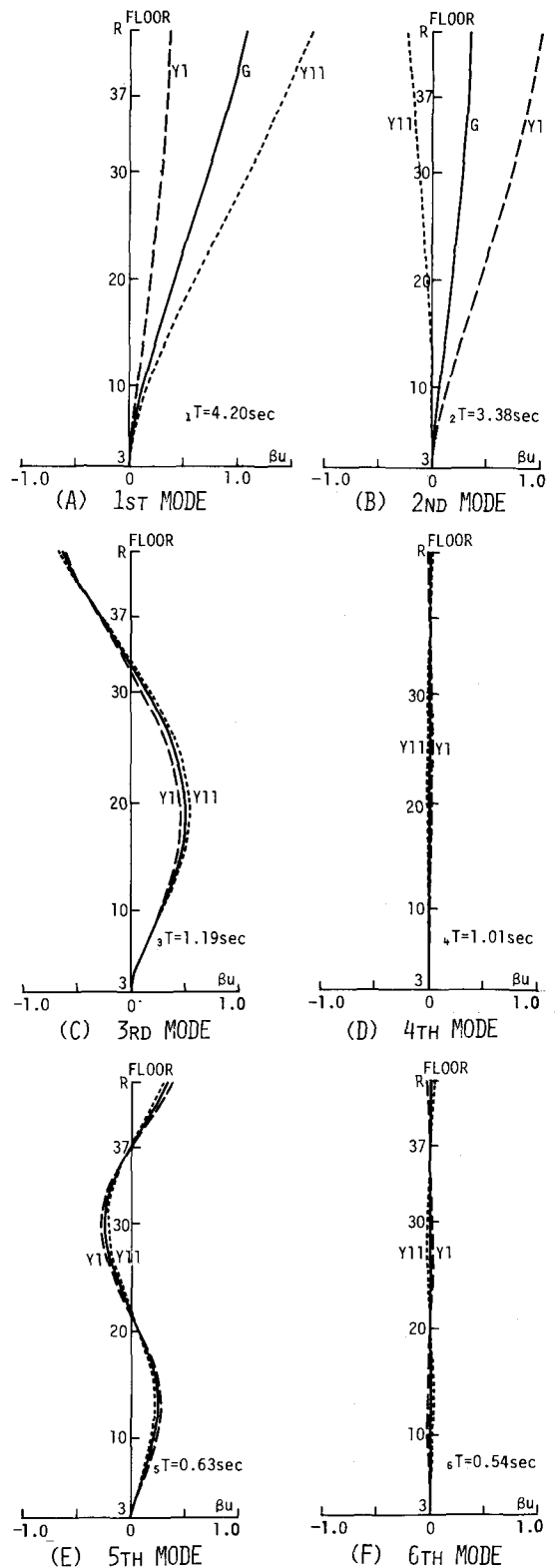


FIG. 9 NATURAL VIBRATION MODE SHAPES

6.2 地震応答解析結果

ここでは採用4地震波のうちもっともきびしい応答を示したTAF T 1952 EWを入力した応答結果について示す。

(1) 中地震の場合

応答最大水平変位，層間変位 (FIG.10, 11)

3階床位置からの応答最大水平変位は平面端部のY11フレームでもっとも大きく，頂部で34 cmとなっている。これは3階床位置からの全変形角でみて $1/380$ ときわめて小さい。これは立体効果により鉄骨フレームとスリット壁が有効に協力して地震時の水平変位を制御した結果である。

またねじれ振動の影響による重心位置 (G) の層間変位に対する端部フレームの層間変位の値は最大約15%の増減に留めることが出来た。

応答最大層せん断力 (FIG.12)

FIG.12 は建物全体に作用する応答最大層せん断力を示すもので，3階で約1600t，せん断力係数でみて約0.05である。このときスリット壁のせん断応力度は最大 18 kg/cm^2 ，鉄骨梁のフランジ応力度は最大 2.9 t/cm^2 といずれも許容応力度以下にある。

(2) 大地震の場合

応答最大水平変位，層間変位 (FIG.13, 14)

頂部における水平変位は最大54 cmと比較的小さい。これは中地震時における値の約1.6倍に相当し，大地震と中地震の入力加速度の比率にほぼ等しい。このことからスリット壁および鉄骨フレームの塑性化による変形の増大は少なく，本架構は大地震時でも十分な剛性を有していることがわかる。

これを層間変位でみるとY11フレームの上層部でもっとも大きく，部材角で $1/170$ である。またねじれ振動による重心位置に対する端部フレームの層間変位の割合は中地震時とほぼ同程度であり，塑性化によってねじれ振動が増大することはない。

応答最大塑性率 (FIG.15)

FIG.15はX方向の各フレームの層降伏に対する応答最大塑性率を例示したものである。コア部近傍のごく一部のフレームが層降伏をこえるのみで，その最大塑性率もきわめて小さく，他のフレームの各層ではすべて層降伏以下におさまっている。

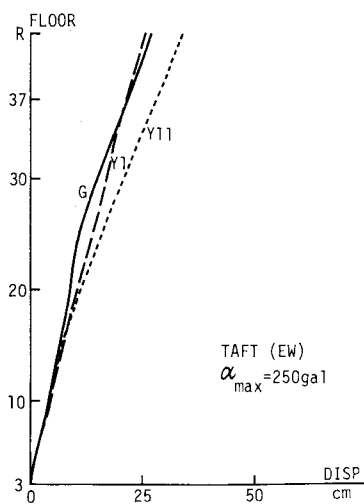


FIG. 10 MAXIMUM RESPONSE HORIZONTAL DISPLACEMENTS

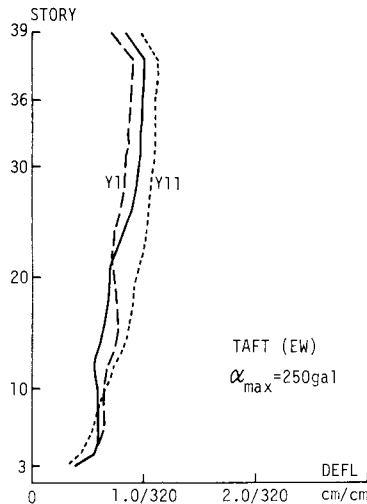


FIG. 11 MAXIMUM RESPONSE STORY DRIFTS

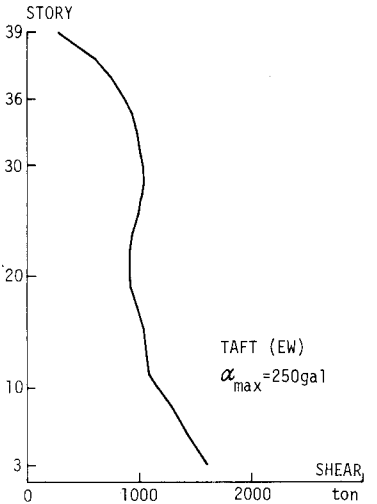


FIG. 12 MAXIMUM RESPONSE STORY SHEAR FORCES

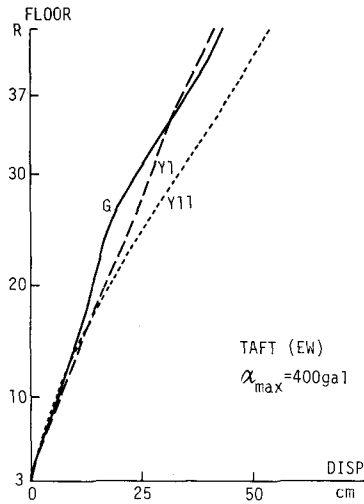


FIG. 13 MAXIMUM RESPONSE HORIZONTAL DISPLACEMENTS

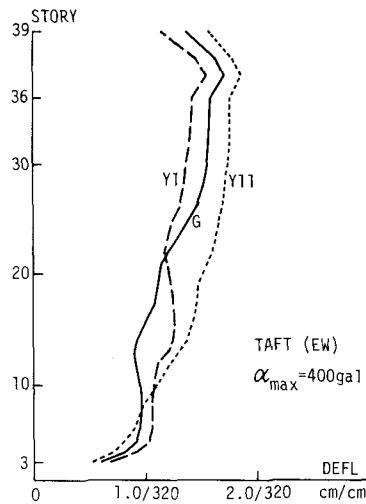


FIG. 14 MAXIMUM RESPONSE STORY DRIFTS

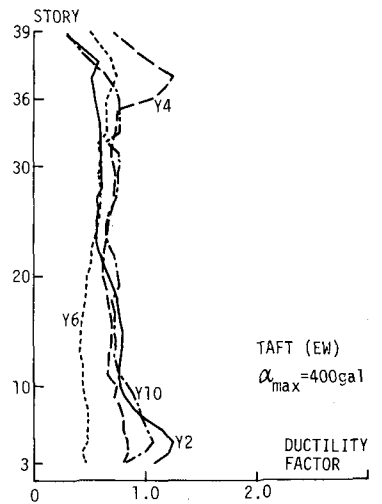


FIG. 15 MAXIMUM RESPONSE DUCTILITY FACTORS

7. む す び

フィードバック手法によって得られた最終設計骨組に対する静的解析，固有振動解析および地震応答解析結果を総合的に検討すると，本最終設計骨組は中地震および最強の大地震に対し ξ 3で設定した耐震クライテリアをすべて満足することが確認された。またねじれコントロールの結果，弾性領域および弾塑性領域のいずれの場合でも，ねじれ振動を最小限に留めることが出来た。

以上より当初の目標に合致した高度の耐震安全性を有する構造設計に達し得たと確信するものである。

〔参考文献〕

- 1) 武藤 清ほか「高層フレームの立体精算解析 その1，その2」建築学会大会梗概集，昭和46年
- 2) Kiyoshi Muto; "Earthquake-Resistant Design of Tall Buildings in Japan" Engineering Seismology and Earthquake Engineering, edited by Julius Solnes, Nato Advanced Study Institutes Series, Series E: Applied Sciences—No.3, 1974.

- 3) Kiyoshi Muto and others; "A Study on Reinforced Concrete Slitted Shear Walls for Highrise Buildings" Proceeding of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.1, 1974.
- 4) 佐藤邦昭，遠山幸三ほか「鑄鋼製 SPLIT TEEに関する実験的研究，その1～その5」建築学会大会梗概集，昭和49年，50年，51年
- 5) 武藤 清，長田正至ほか「V字形平面の高層骨組の弾塑性地震応答解析」，第5回日本地震工学シンポジウム梗概集，昭和53年
- 6) 武藤 清「構造物の動的設計」丸善，昭和52年
- 7) 武藤 清，長田正至ほか「V字形平面をもつ高層骨組の地震応答，その1～その3」建築学会大会梗概集，昭和53年，54年

〔謝 辞〕

本研究の実施にあたり武藤研究室の長田正至研究課長には多大なる御指導と御協力をいただきました。また花島実研究員には精力的な御協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。

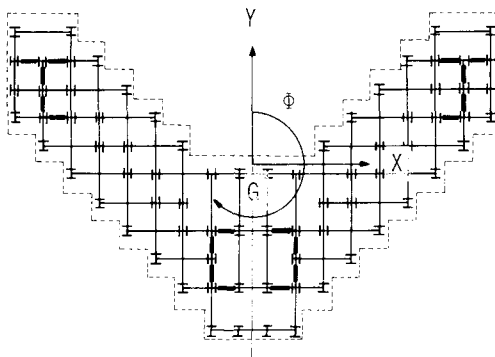
AN ASEISMIC DESIGN OF THE THREE-DIMENSIONAL HIGHRISE STRUCTURE
AGAINST THE MAXIMUM POSSIBLE EARTHQUAKE
- WITH NOTCHED V-SHAPED FRAMING PLAN -

Kiyoshi Muto* Eiji Fukuzawa**

An earthquake-resistant design of a 39-story hotel with notched V-shaped framing plan (see plan below) which is in preparation of construction now, is presented in this paper. This framing structure is analyzed by using the three-dimensional frame analysis computer program "FAPP IV" which was previously developed by the authors. First by a static analysis, the preliminary study of the stress and deformation in the elastic range for the assumed design earthquake force was performed, and finalized by elastic and elastic-plastic dynamic analyses, to check the seismic safeness of this building using the maximum response values which are computed by inputs of the moderate earthquake (the basement input acceleration 250 gal) and the maximum possible earthquake (400 gal) in the X or Y-direction independently.

Consequently, the following properties are clarified.

1. The static analysis indicates that in case of earthquake forces acting in the X-direction each floor sways in the X-direction along with some torsional rotation (Φ). Although this torsional rotation is unavoidable due to the shape of framing plan, its control to its minimum degree is sought by careful attention to the configuration of the H-shaped steel members and the slitted walls.
2. The dynamic analysis shows that for the moderate earthquake the stresses in all members are less than the allowable values. For the maximum possible earthquake, although some of the steel frames and slitted walls attained plastic ranges, the maximum story deflection angles are less than 1/150 and the plastic deformations are not excessive. Further, due to the torsional rotation control as above-mentioned, for the X-direction earthquake input the maximum response story drifts at the edge frames of the floor plan can be kept to about 15% increase and decrease to those of the gravity center of the floor plan.



* Prof. Emeritus of Tokyo University, Director of Muto Institute of Structural Mechanics.

** Deputy Chief, Research Section of Muto Institute of Structural Mechanics, Kajima Corp.