

2 方向水平地動を受ける立体構造物の動的崩壊過程

—その3 限界変形と P- Δ 効果—

若林 實・藤原 悌三・北原 昭男・桑名 斉

DYNAMIC FAILURE PROCESS OF SPACE STRUCTURES SUBJECTED TO BI-DIRECTIONAL HORIZONTAL GROUND MOTION

—PART 3 LIMIT DISPLACEMENT AND P- Δ EFFECT—

By *Minoru WAKABAYASHI, Teizo FUJIWARA, Akio KITAHARA*
and *Hitoshi KUWANA*

Synopsis

Aseismic safety of space frame structures must be evaluated under multi-dimensional earthquake ground motion. In the previous papers, experimental results of single-story, single-bay steel frame structures subjected to bi-directional ground motion were compared to the results subjected to uni-directional motion. Analytical results obtained by using Ramberg-Osgood hysteresis satisfactorily duplicated those experimental behaviors.

In this paper, fundamental properties of the behaviors of space structures due to harmonic motions are presented and so-called P- Δ effects due to bi-directional earthquake motion are experimentally made clear.

1. 序

建築構造物の終局的な耐震性を明らかにするためには、三次元的な地震動の作用する立体弾塑性振動性状を把握する必要があるとの観点から、ここ十数年間に数多くの理論的・実験的研究が報告されている¹⁻¹³⁾。解析方法は Nigam N. C.¹⁾ によって動的解析に導入された降伏条件を考慮し発展させた一般的な方法²⁻⁴⁾ やより具体的な鋼構造物^{5,8,9,11-13)} あるいは鉄筋コンクリート構造物^{5,7,10)} を対象とした方法に大別されるが、小堀他²⁾、滝沢他³⁾、谷口他¹²⁾ は外乱の周波数特性を考慮した応答性状にも言及している。その他にも振れ振動を対象とした研究は多い。一方、実験的研究は主としてオンラインシステムを用いた準静的実験^{7,20)} であり、他に2方向外力の作用する静的実験によって履歴性状を明らかにした研究¹⁴⁾、振れ振動¹⁵⁾ や斜め方向入力振動に関する実験¹⁶⁾ も行われている。

筆者らは2方向に異なる地動の作用する場合の構造物の崩壊過程を明らかにするため、水平2方向加振の可能な振動台を用いた一連の実験を計画し、前々報¹⁷⁾ では記録地震波水平2成分の作用する1層鋼立体架橋¹⁸⁾ の振動実験を行い終局状態に至る弾塑性性状を明らかにするとともに、相当断面力と相当塑性変形の間 Ramberg-Osgood 型の履歴法則を与えた解析手法^{15,19)} の妥当性について検証し、2方向の相関によって架橋の弱軸方向の応答が増加する傾向にあること、地震動と架橋の周波数特性の影響が大きいことなどを指摘した。前報²⁰⁾ では、架橋の座標軸に対して斜めに地震入力を受けた場合の各方向の増幅率を並行な地震入力を受けた場合と比較するとともに、直交2方向で周波数特性の異なる架橋に3種の波形が作用した場合の2方向非線形レスポンスベクトルを求め、2方向入力の応答性状と1方向入力の応答性状を比較した。

その後行った相互作用を考慮した場合と考慮しない場合の最大変位と履歴消費エネルギーについて検討した結果を Appendix に示す²¹⁾。

以上の研究に引き続き、本報では、2方向水平地動の作用する構造物の弾塑性性状を更に詳しく検討するため、前々報と同様の試験架構を対象に振動実験を行い、1方向および2方向に有限の調和振動を与えた場合の架構の弾塑性挙動を明らかにするとともに、重量の異なる2種の架構モデルが非定常入力を受ける振動実験を行い、P-A効果に及ぼす2方向入力の影響等について検討している。

2. 調和地動の作用する鋼骨組の弾塑性性状

2.1 実験概要

対象構造物は前々報¹⁷⁾と同様 Fig. 1 に示す1層1張間2軸対称立体架構であり、柱は7.2mm幅の正方形断面をもつ120mm長の鋼柱で構成されている。使用したSS41規格鋼材の降伏強度 σ_y と終局強度 σ_u はそれぞれ3.004t/cm²、4.752t/cm²であり、このモデルをB系列と称し、架構の重量 W 、軸力比 N/N_u 、降伏剪断力 Q_y 、降伏変位 D_y を後述するA系列の特性とともにTable 1に示す。

実験は京大防災研究所の動電型加振機を用いて行った。入力波形の振動数は架構モデルの固有振動数より大きくして、塑性化に伴う共振現象を避けるように考慮し、7.2Hzの余弦波を採用した。波形の継続時間は、応答が塑性域で定常状態となり、かつ、記録波形をA/D変換して解析できる長さとするため、弾性域における試行錯誤の結果、50波継続する波形を作成し、入力波形用データレコーダーに収録した。定常入力に対する加振実験は次の3種類である。1) 1方向定常加振実験(B-C-X)、2) 2方向同位相定常加振実験(B-C-XY) 3) 2方向で入力の位相差を90°とした定常加振実験(B-C-PH)。以上の3種の実験はいずれも弾性域から崩壊に到るまでの間に入力振幅の異なる20回程度の実験を繰返し行っており、実験段階をB-C-XY20などと称する。計測方法、計測システムは前々報に記載した内容と同様である。

2.2 実験結果の考察

塑性領域の実験に先立って行った微小振幅領域の自由振動実験から求められた架構モデルの固有振動数と臨海減衰比をTable 2に示す。表中A系列モデルは次節に述べる非定常加振に用いたモデルであり、 $F0_{cal}$ は断面寸法より計算した固有振動数、 $F0$ は実験から得られた固有振動数である。両端固定の正方形対称断面柱であるが、両端の固定方法が異なるためX方向の固有振動数が若干小さくなり、計算値と比較す

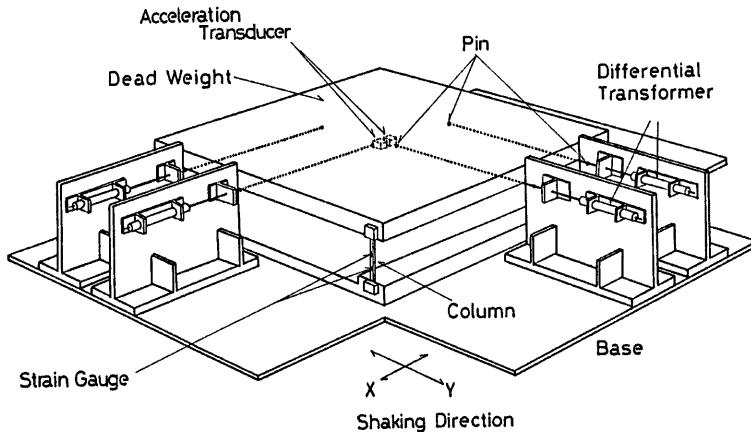


Fig. 1 Test setup of space frame structure

Table 1 Fundamental Properties of model structures

MODEL	DIMENSION OF COLUMN B×D×H (cm)	W (Kg)	N/N _y	Q _y (Kg)	D _y (cm)	INPUT WAVE COMPONENT*)
A-H-X A-H-Y A-H-XY	1.0×0.72×12.0	1537	0.178	X: 142.3 Y: 197.6	X: 0.078 Y: 0.057	(I) NS (I) EW (I) Y: EW X: NS
A-L-X A-L-Y A-L-XY	1.0×0.72×12.0	540	0.062	X: 162.2 Y: 225.3	X: 0.089 Y: 0.064	(II) EW (II) Y: EW X: NS
B-L-X(Y) B-L-XY	0.72×0.72×12.0	540	0.087	113.8	0.087	(II) Y: EW X: NS (II) Y: EW X: NS
B-C-X B-C-XY B-C-PH	0.72×0.72×12.0	540	0.087	113.8	0.087	(III) UNI (III) OBLIQUE (IV)

*) (I) — 1940 ELCENTRO time scale 1/1

(II) — 1940 ELCENTRO time scale 1/1.72

(III) — COSINE WAVE f=7.2 Hz, 50 cycle

(IV) — COSINE WAVE f=7.2 Hz, 50 cycle, phase difference 90°

Table 2 Natural frequency and damping ratio of model structures

MODEL	W (kg)	F _{0,coi} (Hz)		F ₀ (Hz)		F ₀ /F _{0,coi}		H ₀ (%)		H ₁ (%)	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
A-H-X	(385)	10.95	14.76	9.41	12.45	0.86	0.84	0.09	0.15	0.56	0.47
	(850)	7.37	9.94	5.71	7.58	0.77	0.76	0.12	0.12	0.41	0.53
	1537	5.48	7.39	4.45	5.99	0.81	0.81	0.09	0.14	0.52	0.48
A-H-Y	(385)	10.90	14.81	9.43	12.20	0.87	0.82	0.13	—	—	0.73
	1537	5.46	7.42	4.49	6.06	0.82	0.82	0.12	0.48	0.69	0.48
	1537	5.50	7.47	4.48	5.95	0.81	0.80	0.10	0.17	2.53	1.62
AVERAGE	1537	5.48	7.43	4.47	6.00	0.81	0.81	0.11	0.15	0.55	0.72
A-L-X	540	9.32	12.78	7.81	10.31	0.84	0.81	0.16	0.12	1.95	—
A-L-Y	540	9.28	12.57	—	9.80	—	0.78	—	0.14	—	0.82
A-L-XY	540	9.21	12.52	7.75	10.31	0.84	0.82	0.12	0.51	2.24	0.93
AVERAGE	540	9.27	12.62	7.78	10.14	0.84	0.80	0.14	0.26	2.10	0.88
B-L-X	540	7.93	7.93	6.47	6.83	0.82	0.86	0.28	0.07	1.67	2.20
B-L-XY	540	7.95	7.90	6.83	7.02	0.86	0.89	0.10	0.11	1.56	3.25
B-C-X	540	7.92	7.94	6.94	6.94	0.88	0.87	—	0.13	1.28	—
B-C-XY	540	7.91	7.91	6.76	7.04	0.85	0.89	0.14	0.08	2.81	2.95
B-C-PH	540	7.89	7.92	6.92	7.02	0.88	0.89	0.19	0.18	2.85	2.57
AVERAGE	540	7.92	7.92	6.78	6.97	0.86	0.88	0.18	0.11	2.03	2.74

ると85%程度になっている。臨界減衰比を変位測定用の差動トランスの有(H1),無(H0)について比較した結果, 1~2%から0.1%程度に減少し, 鋼骨組固有の臨界減衰比は非常に小さいこと及び微小振幅領域では測定器による拘束が無視できないことが判る。3種の実験の各実験段階における入力加速度 A_e と応答加速度 A_r の最大値と残留変位を含む最大変位 D を Table 3 に示す。入力加速度を横軸に, 応答加速度を縦軸にとり Fig. 2 に示す。図中 X は B-C-X の実験, XY-X, XY-Y は B-C-XY の実験の X, Y 成分,

Table 3 Maximum values of ground and roof accelerations and displacement

STEP	A_{gx}	A_{rx}	D_x	STEP	A_{gx}	A_{rx}	D_x	A_{gy}	A_{ry}	D_y
BCX08	117.5	310.5	2.07	BCXY08	76.1	198.2	1.38	69.1	227.7	1.44
BCX10	164.6	314.0	2.33	BCXY10	132.3	237.9	1.76	122.3	233.7	1.63
BCX12	264.6	330.5	2.86	BCXY12	227.8	230.9	2.28	240.1	268.8	2.61
BCX13	398.0	350.7	4.82	BCXY14	231.8	272.1	3.05	142.6	189.3	2.00
BCX14	394.8	338.7	7.79	BCXY17	232.7	246.0	3.90	175.4	225.4	3.09
BCX18	161.4	279.6	16.67	BCXY18	232.3	210.3	5.00	247.2	266.6	5.27
BCX20	137.9	263.8	18.51	BCXY20	184.0	217.0	36.30	145.0	233.0	14.21

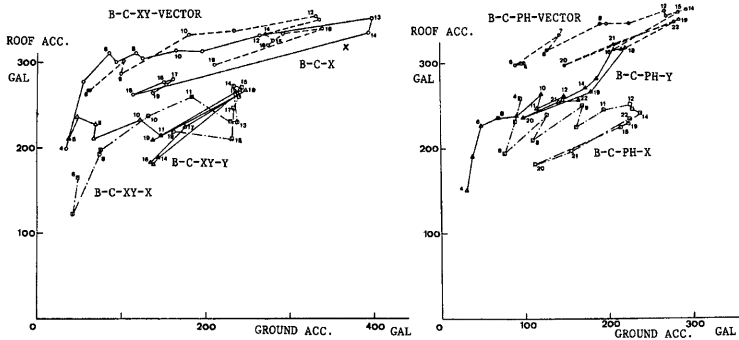


Fig. 2 Maximum roof acceleration vs. ground acceleration

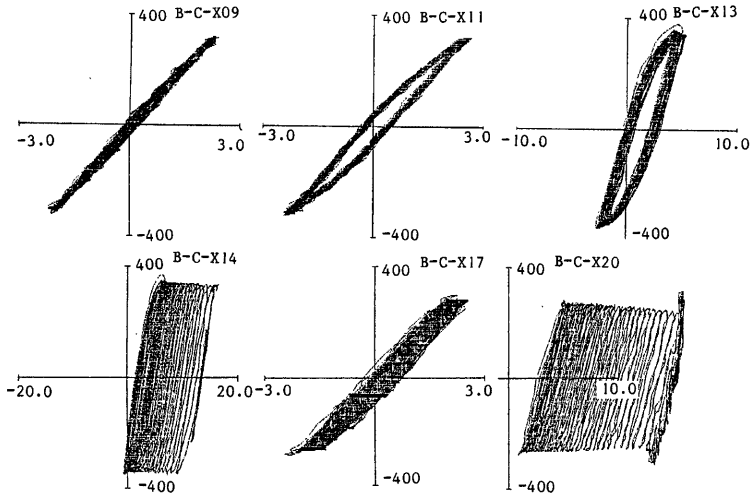


Fig. 3 Roof acceleration vs. displacement due to unidirectional ground motion

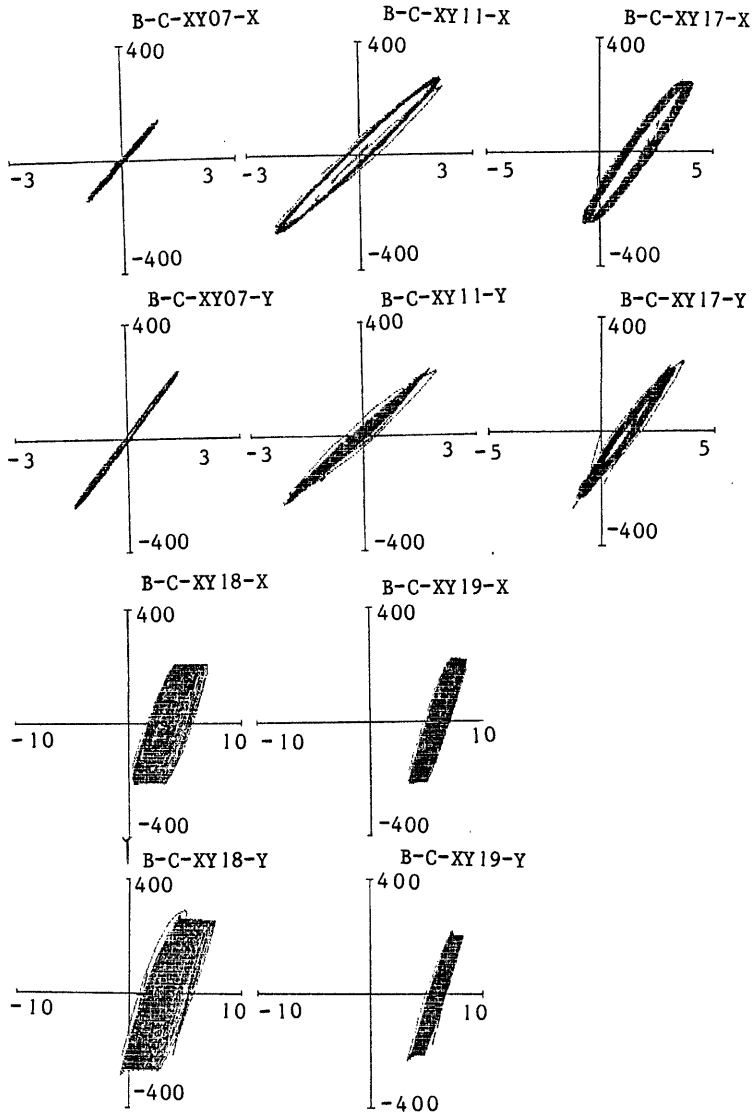


Fig. 4 Roof acceleration vs. displacement due to bi-directional ground motion

PH-X, PH-Y は B-C-PH の実験の同様の結果である。破綻は B-C-XY, B-C-PH の実験について、入力ベクトルと応答ベクトルの関係に書き換えて図示したものであり、図中の数字は各実験段階を表わしている。この図より、弾性域での増幅率は5程度であり、定常振動の増幅率は、 $h=0.02$, 振動数比 $\omega/\omega_0=7.2/6.7$ として計算した値より小さいが、入力が完全な定常波でないこと、若干の塑性挙動が含まれることなどが原因と考えられる。B-C-X の場合、入力加速度が 50gal を超すと架構は塑性域に入り、増幅率は入力振幅の増加とともに減少し、13ステップで最大耐力に達し、14ステップでは13ステップと同程度の入力に対しても耐力が低下する。その後入力を小さくすると増幅率は再び増加するが、初期の値に戻らない。2方向に入力した B-C-XY, B-C-PH では、断面力間の相互作用の影響により低い応答レベルで塑性挙動を示す方向が生じ、入力と応答の関係は一方向入力の場合に比し複雑となるが、2方向の入力振幅のベクトル和の大きさと応答振幅のベクトル和との関係は一方向入力時と類似の関係をもつことがわかる。

Fig. 3, 4 には B-C-X および B-C-XY の典型的な履歴曲線を示す。ただし、縦軸は応答加速度である。一方向入力の B-C-X09 は弾性に近い状態にあり、B-C-X11 では塑性挙動を示してはいるが安定した履歴を描く。そのときの靱性率は弾性限変位を計算値の 0.87mm とすると3程度、部材角にすると約1/50である。更に入力振幅を大きくした B-C-X13, では塑性変形が進行し、同程度の入力を与えた B-C-X14 では塑性変形が急激に増加し、その後入力振幅を小さくしても B-C-X17 のように履歴ループは安定せず、最終の B-C-X20 で破綻に到る。一方、2方向入力の作用する場合には、弾性域近傍の B-C-XY07 では固有振動数の低い X 方向の増幅率が小さく、B-C-XY11 にみられるように部材角1/50程度で Y 方向の塑性変形が進行し、X 方向の履歴は Y 方向の影響により紡錘型となり、低応力で塑性挙動を示す。B-C-XY18 では

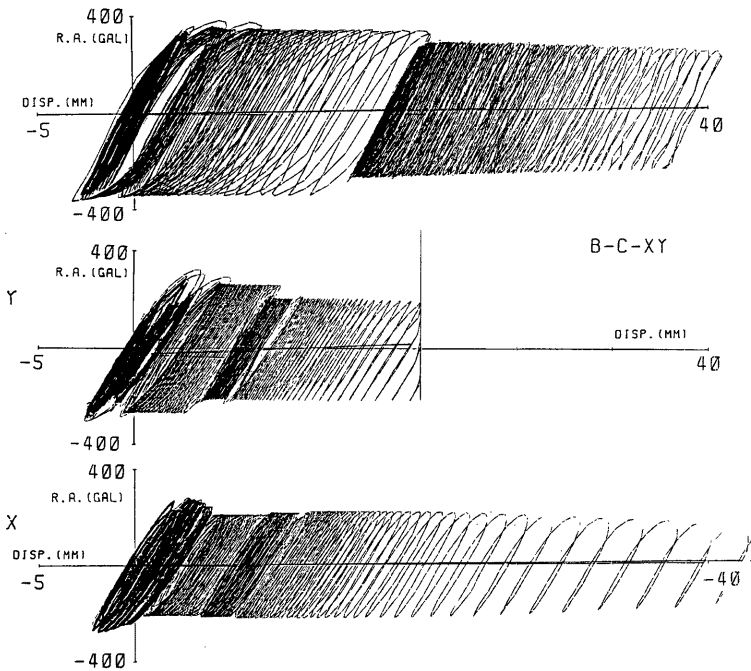


Fig. 5 Restoring force characteristics of whole states

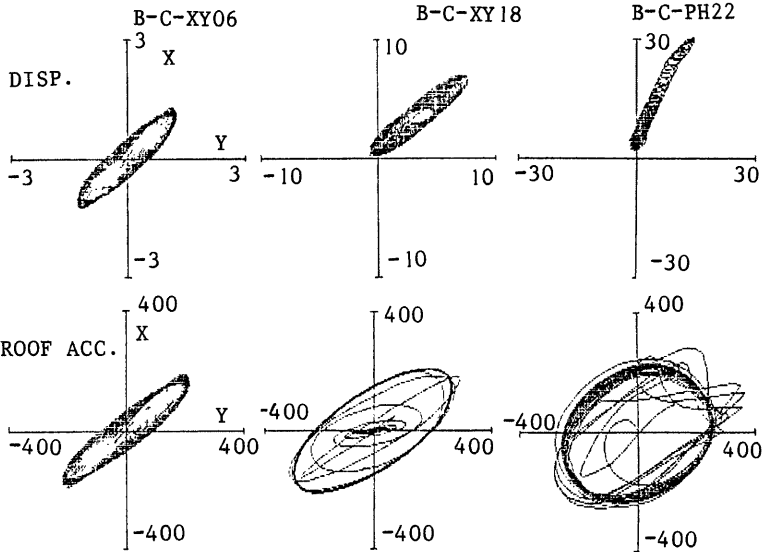


Fig. 6 Orbits of displacement and acceleration due to bi-directional ground motion

履歴は安定せずやがて崩壊に至るのは1方向入力時と類似している。以上の各ステップ毎の履歴特性を同じ座標系にまとめると Fig. 5 のようになる。重力に伴う負の復元力 (P-Δ 効果) の影響もあって、変位の増加とともに一方方向に耐力が低下する様子が伺える。

B-C-XY シリーズの地動及び応答加速度と応答変位の軌跡を Fig. 6 に示す。位相差のない波形を入力したが、振動台の特性により約 35° の位相差を生じ、従って、Fig. 7 の入力ベクトルの軌跡にみるように、B-C-PH シ

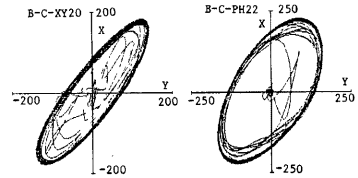


Fig. 7 Orbit of input ground motion

リーズの実験結果と比較しても顕著な差はみられない結果となった。断面が正方形であるため、塑性変形は入力の方角に進行すること、B-C-PH22 に見られるように降伏曲面は安定した円形を示すことなどが判る。

Fig. 8 には B-C-X13 および B-C-X14 の変位、地動加速度、応答加速度の時刻履歴を示す。Table 3 にも示したように、これらの実験における入力は大略等しいにも拘らず応答は急変し、変形角が1/15程度となる B-C-X14 の後半に変形が急激に増加しており、その後行った小振幅外乱の実験においても塑性変形が蓄積することから、この時点で既に崩壊したと考えることができる。また、応答加速度は50波の繰返しの間に若干低下することも判る。藤本他²²⁾ は同様な実験から加速度比 $A_R^* = A_R / (1 - n)$ (A_R : 入力加速度振幅, n : 降伏軸力比) の限界値を計算している。この現象を解析的に表現するため、既報^{17,20)} の如く、2方向断面力間の相互作用を考慮した Ramberg-Osgood 型の履歴ループで表現される解析法を用いて、実験時に得た振動台の加速度波形を入力とした応答を図示すると Fig. 9(a) のようになり、P-Δ 効果を考慮しても実験結果に示されるような、ある時点から変形が急増する現象は説明できない。ただし、ここでは R-O 履歴のパラメータを $\alpha = 0.12, r = 3$ としている。Fig. 9(b) は繰返しによって耐力が2.5%低下すると仮定して解析した結果であり、実験で得られた現象を表現している。これは、実験時の応答加速度が一度の実験の間に、最

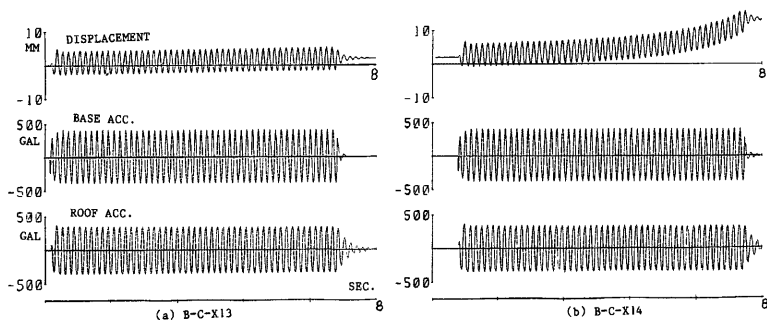


Fig. 8 Experimental time history of displacement.

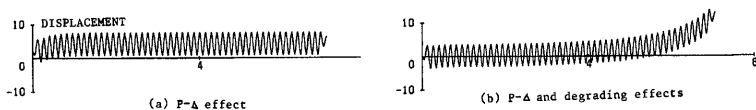


Fig. 9 Analytical time history of displacement of B-C-X14.

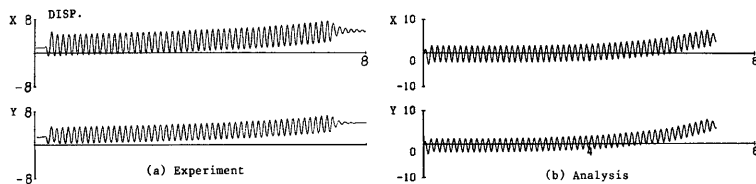


Fig. 10 Experimental time history of displacement of B-C-XY18

初と最終の波形で2%前後低下していることから導入したものであり、 $P-\Delta$ 効果だけでは定常状態から非定常状態に入る現象は説明できず、鋼構造でも繰返しにより若干の耐力低下があることを示している。Fig. 10には2方向入力時の B-C-XY18 について実験結果と解析結果を示しているが、類似の結果を得ている。中村・小坂らは同様の現象を理想サンドイッチ断面をもつ部材について解析し、骨組曲線が正の勾配をもつ場合でも変位の発散現象が生ずることを指摘している²³⁾。

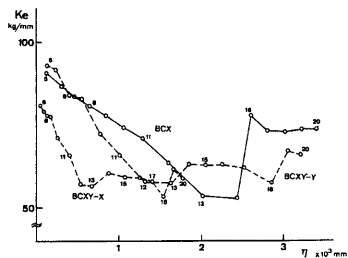


Fig. 11 Equivalent stiffness vs. accumulated plastic deformation

以上の全ての定常加振実験について、復元力特性の正負の最大値を結んで求めた等価剛性と円形の降伏曲面を仮定し、それを超過したときを塑性変形とみなしてその総和を累積塑性変形 η と定義し、等価剛性と累積塑性変形の関係を Fig. 11 に示す。外乱振幅の大きさにも依存するが、累積塑性変形が増加するとともに等価剛性は減少し、2方向入力時には η が小さい範囲でも剛性の低下は著しい。1方向入力時 B-C-X の16ステップ以後の実験は8~10ステップと同じ程度の外乱強度を与えたものである。等価剛性は類似の値を示しているが変形性状は異なる。塑性変形の生じている実験ステップでの弾性域剛性を比較した結果、

剛性低下は無視し得る範囲であり、安定な履歴を生ずる範囲内では等価剛性 K_e の減少と累積塑性変形 η の増分とは比例関係にあるものと考えられる。加速度応答倍率と η の関係も、Fig. 12 に示すように、 K_e と類似の傾向をもつ。

Fig. 13 は残留変形を含む最大変形 D と η の関係を示しており、B-C-X, B-C-XY, B-C-PH の3種の実験のいずれも最大変形 2mm 前後、部材角にすると1/50前後で急激な変形の増加が見られ、この値は定常加振の場合の破壊尺度の一つとなり得ると考えられる。そのときの累積塑性変形 η は1500~2500の範囲にあり、P-d 効果による負勾配が4.5kg/cm程度、最大強度が225kgとすると、秋山の式²⁴⁾では累積塑性変形が $\eta > 50$ で破壊することになる。降伏曲面のここでの定義に若干問題が残されるが、累積塑性変形量も一つの破壊規範となることが予想される。

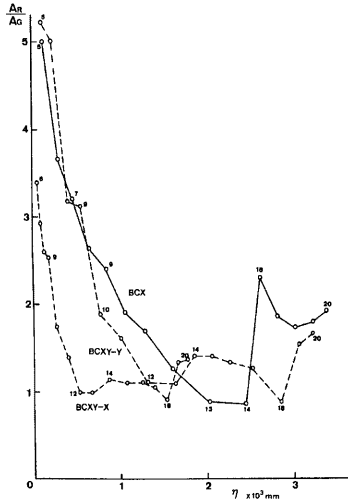


Fig. 12 Amplification factor of acceleration vs. accumulated plastic deformation

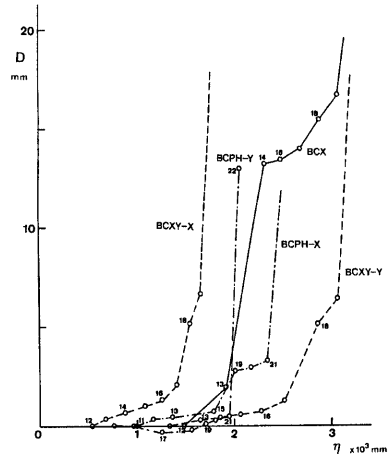


Fig. 13 Maximum displacement vs. accumulated plastic deformation

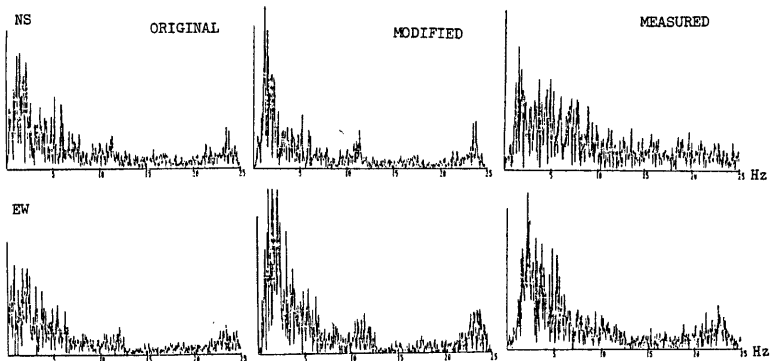


Fig. 14 Spectra of original, modified and measured acceleration of E1 Centro 1940

3. 非正常地動の作用する鋼骨組の弾塑性性状

3.1 実験概要

重量効果を明らかにするため、本章に示す実験では、屋根板の重量が 1537kg の A-H シリーズと前章と同じ 540kg の A-L シリーズ、B-L シリーズの3種の実験を行った。A シリーズの柱は前々報の実験と同じで 7.2×10.0×120(mm) の寸法で構成されており、B-L シリーズは前章と同じ 7.2×7.2×120(mm) の

Table 4 Maximum values of ground and roof acceleration, inertial force and displacement

MODEL	NO.	TABLE ACC.		ROOF ACC.		INERTIAL FORCE (Kg)		DISPLACEMENT (mm)	
		x	y	x	y	x	y	x	y
A-L-X	4	340.1		437.8		241.2		2.18	
	5	459.4		514.0		283.2		2.56	
	6	547.8		570.8		314.5		4.11	
	7	656.0		545.4		300.5		5.74	
	8	807.0		545.4		300.5		6.73	
	9	783.0		533.4		293.9		8.26	
A-L-Y	4		197.6		371.7		204.8		1.16
	5		283.3		611.4		336.9		2.00
	6		473.4		755.7		416.4		3.43
	7		904.4		762.7		420.3		8.24
	8		775.9		723.5		398.7		8.95
	9		903.9		764.1		421.0		12.48
A-L-XY	3	231.3	166.0	315.0	379.0	173.6	208.8	1.44	1.15
	5	499.8	494.0	508.5	660.6	280.2	364.0	3.96	2.31
	7	415.7	707.3	322.1	747.3	287.7	411.8	5.17	5.78
	8	427.7	817.6	508.5	740.4	280.2	408.0	13.09	8.42
A-H-X	1	51.9		69.9		109.6		0.89	
	3	130.0		170.2		266.9		2.88	
	5	113.1		127.0		199.2		9.45	
A-H-Y	4		44.1		87.3		136.9		0.70
	6		248.3		252.7		396.3		8.69
	7		262.7		221.4		347.2		31.00
A-H-XY	3	46.8	37.9	55.8	61.3	87.5	36.1	0.58	0.41
	4	73.7	136.0	89.8	207.0	140.8	324.7	1.62	2.06
	5	150.3	177.5	106.3	236.9	166.7	371.5	4.46	3.37
	6	136.9	146.9	94.1	212.4	147.6	333.1	10.21	4.01
B-L-X (B-L-Y)	3	228.2		362.1		199.5		2.22	
	4		202.2		348.2		191.9		2.19
	6		476.2		396.9		218.7		4.75
	7	473.0		374.0		206.1		4.63	
	9		551.1		388.8		214.2		7.48
	10	479.7		362.1		199.5		4.66	
	11		561.5		375.3		206.8		10.20
	12	432.9		347.4		191.4		6.95	
	13		561.5		364.7		201.0		19.22
	14	424.8		356.4		196.4		14.72	
B-L-XY	3	183.0	134.0	270.9	220.6	149.3	121.6	1.66	1.29
	4	345.0	423.2	374.6	344.9	206.4	190.0	2.63	2.41
	6	570.0	600.0	371.6	387.3	204.8	213.4	5.78	13.20
	7	366.6	332.8	326.5	339.5	179.9	187.1	6.14	17.40

柱である。各モデルの基本的性質，入力方法，固有振動数，減衰比等は Table 1~3 に示されている。A-L シリーズの重量は前回行った実験の固有周期の2倍となるよう設定する予定であったが，実験の都合により約3倍の重量としたため，入力波形の time scale を，A-H シリーズでは原波形，A-L シリーズでは time scale を1/1.72として外乱とモデルの周波数特性をA-H モデルに一致させた。なお，前回の実験では1/2としている。振動台は防災研究所の動電型加振装置を用いたが，両方向の周波数特性は1983年の修理の後低下したため，El Centro 1940の原波形のスペクトルを振動台のスペクトルによって修正した後，逆フーリエ変換を行って入力波形を作成し，振動台の周波数特性を除去するよう意図した。Fig. 14 に原波形，入力波形，振動台上の記録波形を各スペクトルとともに示す。

実験は各シリーズとも微小振幅領域から崩壊時まで，順次入力振幅を変化させ，5回乃至9回の実験を同一試験体について行った。B-L-X(Y) シリーズでは，X 方向加力と Y 方向加力を交互に計14回繰返し行った。

2.2 実験結果の考察

A-H シリーズのモデルについては，屋根板の重量を順次増加させ，各段階での臨界減衰比，周期を測定した。Table 3 に示すように，各段階の減衰比には顕著な差は見られず，いずれの段階も1%前後の減衰比となり，従って，減衰係数は質量の平方根に比例することになる。

微小振幅の入力を与えた弾性域での実験を除く各実験における振動台加速度，応答加速度，慣性力，変位の最大値を Table 4 に，慣性力と応答変位の関係を Fig. 15 に示す。図中破線は1方向入力の場合，実線は2方向入力の場合であり，鎖線は重力による負勾配を示している。A シリーズでは2方向入力時の耐力（応答加速度）は1方向入力時より低く，その傾向はベースシャワー係数の小さいA-H シリーズに著しく，X 方向（弱軸）では，小さい慣性力の間に塑性挙動を示す。B シリーズでは，1方向入力時と2方向入力時とで慣性力最大値に関する顕著な差は認められない。慣性力（復元力）が最大値に達した後勾配は重力に伴って生ずる負勾配に大略一致する。Fig. 16, 17 に典型的な実験ステップの履歴特性を示す。Fig. 16 は1方向入力時の実験結果，Fig. 17 は2方向入力時の実験結果であり，入力方法は Table 1 に示されている。Fig. 18 は既報¹⁷⁾の解析方法を用いて，A-L-XY7 および A-H-XY5 の実験時の振動台加速度記録を入力波形として解析した X および Y 方向の履歴曲線である。以上の実験および解析結果から以下の傾向を指摘することができる。(1) A-L シリーズの実験では，前々報と同様，1方向入力時の履歴曲線は紡錘型，2方向同時に入力したときには，弱軸(X 軸)方向に特異な履歴性状を示す。見かけ上の最大靱性率が4程度となる A-L-XY7 の実験とほぼ同じ入力を与えた A-L-XY8 とでは，残留変形や P- Δ の影響も少なく，大略等し

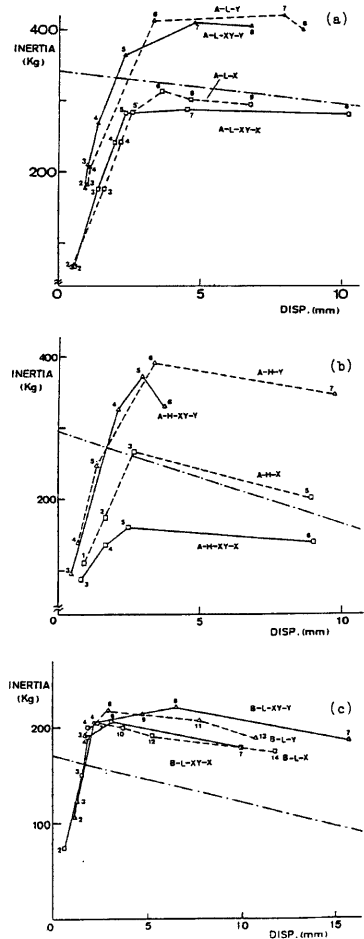


Fig. 15 Maximum roof acceleration vs. maximum displacement
(a) A-L Test (b) A-H Test
(c) B-L Test

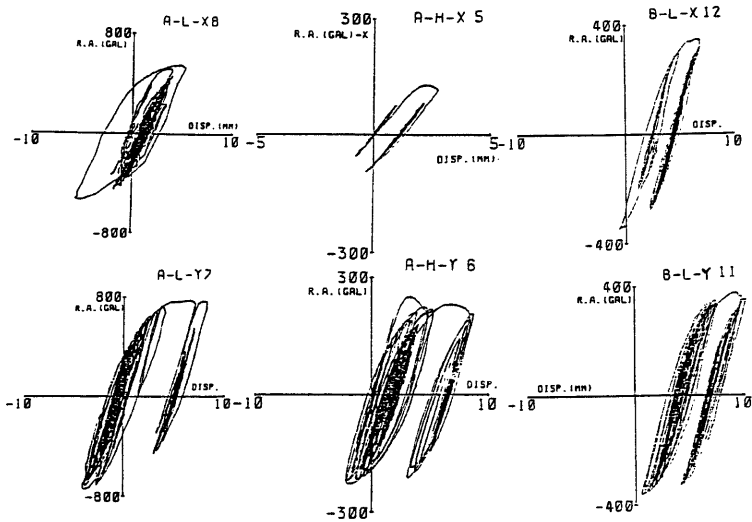


Fig. 16 Hysteresis of uni-directional tests

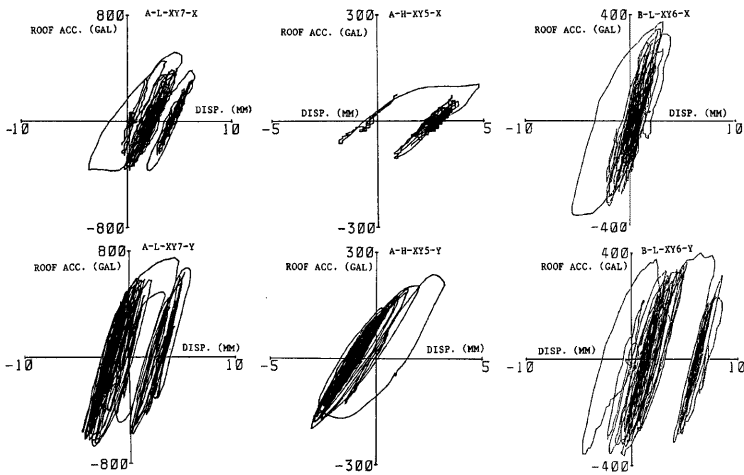


Fig. 17 Hysteresis of bi-directional tests

い履歴を示す。即ち、部材角が $1/90$ 程度の変形状態にある場合には、相互作用の影響は大きくても安定した履歴性状を示すことが判る。(2)重量を約3倍にしたA-Hシリーズでは、 $p-d$ 効果に伴う付加せん断力の影響が大きく、実験の最終段階では顕著な負勾配がみられ、部材角 $1/40$ 程度で崩壊する。また、弱軸(X軸)方向のせん断力が低いレベルのときに塑性変形が進行し、Y軸(強軸)方向の変形は増加しない。(3)正方形断面のB-Lシリーズでは、2方向入力時であっても履歴性状にAシリーズのような特異な傾向はみられず、

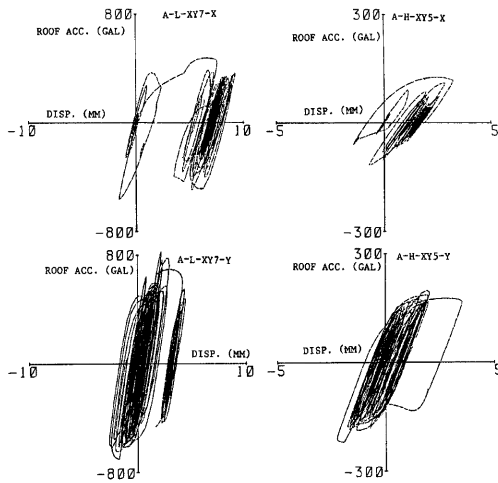


Fig. 18 Hysteresis of bi-directional analysis

1方向にのみ入力したときと同様の紡錘型の性状を示す。前々報では長方形断面柱に斜め地動を作用させた実験を行っているが、その場合には A-XY シリーズと同様、2方向復元力の相互作用の影響が顕著に現れており、今後更に詳しい検討が必要であるが、正方形断面柱の履歴性状に及ぼす2方向同時入力の影響は小さいと考えられる。(4)既報の手法を用いた解析結果は前々報に示したほど充分には実験結果を追跡できていないが、材料強度や固有周期など解析上に設定した定数を修正することによって大略の傾向は把握できるものと思われる。

4. む す び

建築構造物の終局耐震安全性に関連して、2方向水平地動の作用する1層鋼構造物を対象に、一連の振動実験および地震応答解析を行ってきた。限られた実験データと数値解析結果から、相互作用の影響の強い立体架構の弾塑性振動の一般的な応答性状を把握し、安全性の評価法を見出すことは困難であるが、前々報、前報および本報に報告してきた内容を要約すると以下の通りとなる。

- 1) 1方向地動の作用する鋼構造平面架構の履歴挙動は、既に指摘される通り、紡錘型の安定した性状を示す。
- 2) 2方向地動の作用する立体架構の履歴挙動には、2方向の復元力間の相互作用の影響が強く現れ、複雑な履歴となる。その傾向は柱形状が長方形の場合に顕著であり、弱軸方向の変形が増加する傾向をもつ。
- 3) P-Δの影響と2方向地動の影響とは直接的な関係はなく、base shear 係数の小さい架構に通常見られるような強い負勾配をもつ履歴性状となる。
- 4) 定常加振実験に示されるように鋼構造であっても繰り返し弾塑性挙動によって履歴性状の劣化がみられる。
- 5) この種鋼構造物の安定な履歴を示す変形限度は部材角にして1/100~1/50の範囲であり、その値を超えて塑性挙動を示すとその後の微小振幅外乱に対しても安定した履歴を示さない。
- 6) 斜め地動に対する増幅率は降伏曲面にも関係するが増加する場合があり、柱の安全性を評価する際に

は相互作用の影響を含める必要がある。

- 7) 2方向同時地動を考えると主として変形の小さい方向の応答が大きくなり、最大変位も増加するが、履歴によって消費されるエネルギーは1方向入力時と大差なくエネルギー的な尺度と変位に関する尺度を併用して安全性を検討する必要がある。

- 8) 2方向の復元力間の相互作用を考慮した本解析は充分現実の性状を表現することができる。

現実の建物を考えるとき、梁降伏型架構を意図する設計も多く見られるようになり、その意味では2方向地動が同時に作用するときの影響は少なく、また、筋違等の部材をもつ架構のように断面力間の相互作用そのものが生じないように設計することも可能であるが、柱の終局耐震性を評価するための1ステップとして以上のような実験を行った。今後は筋違の座屈によって不安定な状態になったときに2方向地動が如何に影響するかについて検討することも、高層架構の挙動の把握とともに必要と考えられる。

参 考 文 献

- 1) Nigam, N. C.: Inelastic Interactions in the Dynamic Response of Structures, Ph. D. Thesis presented to California Institute of Technology, 1967.
- 2) 小堀 鐸二・南井良一郎・藤原 佛三: 降伏曲面を考慮した構造物の振れ応答, 京都大学防災研究所年報, 第13号 A, 1970, pp. 287-301.
- 3) Kobori, T., R. Minai and T. Fujiwara: Earthquake Response of Frame Structures Composed of Inelastic Members, Proc. 5th World Conf. Earthquake Engineering, Vol. 2, June, 1973, pp. 1772-1781.
- 4) Pecknold, D. A.: Inelastic Structural Response to 20 Ground Motion, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. EM5, Oct., 1974, pp.
- 5) Takizawa, H. and H. Aoyama: Biaxial Effects in Modeling Earthquake Response of R/C Structures, Int. J. Earthq. Engrg. Struct. Dyn., Vol. 4, No. 5, July, 1976, pp. 523-552.
- 6) 藤本盛久・緑川光正: 鋼構造立体骨組の動的弾塑性応答に関する研究, 日本建築学会論文報告集 (その1), 第282号, 1979, pp. 9-22, (その2), 第298号, 1980, pp. 19-30.
- 7) 岡田恒男・関松太郎: 「電算機—アクチュエータオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験, 日本建築学会論文報告集, (その2), 第279号, 1979, pp. 77-84, (その3), 第280号, 1979, pp. 79-90, (その4), 第282号, 1979, pp. 57-64.
- 8) 五十嵐定義・辻岡静雄他: 1層鋼構造立体骨組の弾塑性動的応答性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (I), 1977, pp. 1379-1380, (II), 1978, pp. 1393-1394, (III), 1979, pp. 1021-1022.
- 9) 五十嵐定義・井上一朗・平原章次・多田元英: はりブレース降伏型立体骨組の動的弾塑性応答解析例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1981, pp. 1929-1930.
- 10) 芳村 学・青山博之・川村 満: 2方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析, 日本建築学会論文報告集, 第298号, 1980, pp. 31-42.
- 11) 松井千秋・森野捷輔・内田保博: 水平2方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状 (その2), 日本建築学会論文報告集, 第333号, 1983, pp. 26-35.
- 12) 谷口英武・高梨晃一・田中 尚: 2方向水平地動を受ける構造物の電算機—試験機オンライン応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第326号, 1983, pp. 36-46.
- 13) 内田保博: 水平2方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状に関する研究, 九州大学学位論文, 1983.
- 14) たとえば, 若林 實・中村 武・吉田 望・井上 明: 一定鉛直力と繰返し水平力を受ける立体骨組の弾塑性性状に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1976, pp. 209-212.
- 15) 若林 實・藤原佛三・中村 武・富田真一: 1層鋼骨組の振れ振動実験, 京都大学防災研究所年報, 第24号 B-1, 1981, pp. 157-169.
- 16) 藤本盛久・黒田浩司・岡田久志・斉藤安生: 鋼構造多層立体骨組の動的弾塑性応答に関する模型実験,

- 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1981, pp. 1175-1178.
- 17) 若林 實・藤原悌三・北原昭男：2方向水平地動を受ける立体構造物の動的崩壊過程 その1 振動実験と応答解析の比較, 京都大学防災研究所年報, 第25号 B-1, 1982, pp. 129-149.
 - 18) 若林 實・中村 武・吉田 望・岩井 哲・高井秀博：振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験, 京都大学防災研究所年報, 第22号 B-1, 1979, pp. 243-254.
 - 19) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：R-O型弾塑性建築架構の応答解析, 京都大学防災研究所年報, 第14号 A, 1971, pp. 301-313.
 - 20) 若林 實・藤原悌三・北原昭男：2方向水平地動を受ける立体構造物の動的崩壊過程—その2 周波数特性の影響—, 京都大学防災研究所年報, 1983, 第26号 B-1, pp. 183-198.
 - 21) Fujiwara, T. and A. Kitahara: On the Aseismic Safety of Space Structures under Bi-Directional Ground Motion, Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. IV July, 1984, pp. 639-646.
 - 22) 藤本盛久・緑川光正：正弦波入力を受けるH形鋼柱の弾塑性応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1976, pp. 1097-1098.
 - 23) 中村恒善・小坂郁夫・米田義弘：正弦波外乱を受ける非線形履歴型力一歪関係に従う骨組モデルの応答解析, 第28回構造工学シンポジウム, 1982, pp. 141-151.
 - 24) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980.

付 録

Fig. A は X (Y) 方向に El Centro NS (EW) 1940 を同時に入力した場合の無次元変位応答と履歴消費エネルギーのスペクトラムを示しており, 太い実線が1方向入力時の応答, その他が直交方向の周期をパラメーターとした2方向同時入力による応答である。2方向入力時の変位応答は1方向入力時の応答より一般に大きくなる傾向にあることが判る。これに比して, 履歴消費エネルギーに対する2方向入力の影響は少なく1方向入力時のエネルギースペクトルで概要を把握することができる。このことは, 2方向入力時には小さい復元力で大きい変形を生ずることを意味しており, エネルギー的な評価とともに変形についても充分な検討が必要であることを示している²⁾。なお, 解析方法その他については前報²⁰⁾に記されている。

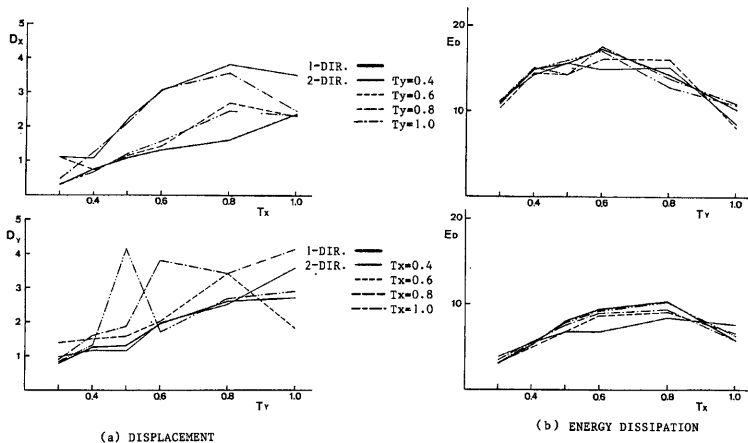


Fig. A Nonlinear displacement response spectrum and final dissipated energy spectrum with and without interaction