

標準建物モデルによる実用構造計算プログラムの調査研究

その2 二次設計部分

STUDY ON STRUCTURAL COMPUTATIVE PROGRAMS BY 'BENCHMARK STRUCTURE' CALCULATION Part 2 The secondary design

辻 英一*, 魚木晴夫**, 中川佳久***, 山浦晋弘****,
大谷圭一*****, 桜井譲爾*****

Hideichi TSUJI, Haruo UOKI, Yoshihisa NAKAGAWA, Nobuhiro YAMAURA,
Keiichi OHTANI and Joji SAKURAI

In order to grasp the present circumstances and problems of computer utilized structural calculation, we applied very small and simple building models we call 'benchmark structures' to various structural computative programs actually used in various companies. Subsequently we studied the difference among their calculated results quantitatively and investigated the reason of each numerical difference. Our studies for the primary design have been reported in the previous paper, so this paper describes the studies for the calculation of horizontal load-carrying capacity and structural characteristics factor (D_s) in the secondary design. Here we also confirmed conspicuous difference among the calculated results.

Keywords : structural calculation, secondary design, horizontal loadcarrying capacity, structural characteristics factor

構造計算, 二次設計, 保有水平耐力, 構造特性係数

1. 序

構造計算の電算化は他の建築分野と比べると最も早くから試みられ、一部の研究者や業者により、その効用面を強調する啓蒙やPRがなされて昭和30年代後半より行われるようになってきた。昭和56年の耐震基準改正やパーソナルコンピュータの低廉化とも相まって、構造計算用のプログラムは構造実務界に広く深く浸透し、ほとんど必要不可欠な手段として多用されるようになってきた。一方で、このように一般化して実務界に浸透したこともあり、揺籃期からの基本問題が風化していくようである。

前稿では、手計算で容易に追跡できるような極めて簡単に単純な標準モデルを設定し、多くの設計者に、その常用しているプログラムにより試行計算をしてもらい、

それらの計算結果の差異を比較考察することにより、現在行われている構造計算の実情と問題点のうち、その一次設計部分について示した。

本稿ではその二次設計部分について報告する。

剛性率・偏心率の検討プロセスは文献(6)では二次設計としているが、前稿で報告しているため、ここでは省略する。

すなわち、本稿では前稿と同じモデル群を対象にして、保有水平耐力そのものの計算と「照査」のために必要な構造特性係数 D_s について比較検討する。

2. 調査対象

前報と同様、我が国の代表的な市販・私有のプログラムを抽出し、それらを保有または使用している企業の構

本論文は文献(2)~(5)を加筆、再編したものである。

* 安井建築設計事務所・工修

** シー・アンド・シー事務所 代表取締役

*** 安井建築設計事務所・工修

**** 安井建築設計事務所・工修

***** 防災科学技術研究所・工修

***** 早稲田大学 教授・工博

Yasui Architects & Engineers, M. Eng.

C & C Office

Yasui Architects & Engineers, M. Eng.

Yasui Architects & Engineers, M. Eng.

Institute for Earth Science and Disaster Prevention, M. Eng.

Prof., Waseda Univ., Dr. Eng.

表一 計算モデルおよび協力企業・使用プログラム一覧¹²⁾

計算モデル	A	C	D
構造種別	RC造	RC造	S造
規模	5層	2層	1層
構造形式	X方向 純ラーメン梁構 Y方向 純ラーメン梁構	耐震壁付ラーメン梁構 純ラーメン梁構	ブレース梁構 純ラーメン梁構
梁構図			
協大林組		STREAM-U	
協興村組			ADAM II
協開発エコーテック		LDIMITI-LIMIT3	
協構造システム	BUS-U	BUS-U	BUS-X
協満池組		KOPOS-3B	KOPOS-4
協カンパニー事務所	鉄塊	鉄塊	鉄塊
協清水建設			SPARK
協昭和設計			ADAM II
協日本製鉄㈱			ADS-FRP
協双星設計		手計算	
協大成建設			BUILD-U
協竹中工務店	AUSTIN-II	AUSTIN-II	AUSTIN-II
協内藤建築事務所	SETTEN		
協日建設計			BUILDING-WZ
日本情報サービス㈱		BUILDING-WZ	
協日本設計事務所		NASCA	NASCA
協松村組			Super USR-LIMIT
三菱地所㈱	ASTS	ASTS-5	ASTS
協安井建築設計事務所	SFN01	SFN01-PART2	SFN01-PART2
協山下設計事務所			ASIST
協和田建築技術研究所		BUS-U	
計算実施企業数	6社	12社	15社
計算ケース数	8ケース	14ケース	15ケース

表二 アンケート調査項目・選択肢数

モデル	A	C	D
項目数	43	40	28
選択肢数	139	139	105

[注] 選択肢については表-6・表-8を参照。

もらうことにした。計算結果の比較検討に際しては、各社から回収した計算結果を整理し、各項目ごとに数値の差異を確認するとともに、アンケート用紙をもとにその要因について比較考察を行った。さらに、考察に際して不明な点が生じた場合は、電話やファクシミリなどによる担当者への直接ヒアリングを実施し、作成者の勘違いや入力ミスについてもできる限り排除するように努めた。

表二に各モデルのアンケート調査項目数を示す。

4. 調査結果および考察

4.1 モデルA

このモデルは短柱のない単純明快な5階建RC造純ラーメン構造(図一)であり、1階柱脚・5階柱頭を除き梁降伏となるような主筋と、せん断破壊が生じないように十分なせん断補強筋を設定している。したがって、日本建築センターの構造計算指針¹¹⁾のD₀の判定基準によれば、剛接架構で柱、梁の靱性種別がFAに相当するのでどの計算法によってもD₀は0.3となり、ここでの比較分析の対象としては、D₀を除くX方向の部材終局強度と保有水平耐力値にしぼることにした。

表三に計算結果に影響を与える主な因子の各社の取り扱い状況を項目ごとに示す。

造設計者に試行計算を依頼した。なお、プログラムは耐震計算ルート③の検討を行う一貫構造計算プログラムのほか、保有水平耐力の検討だけを単独に行うプログラムも含まれている。

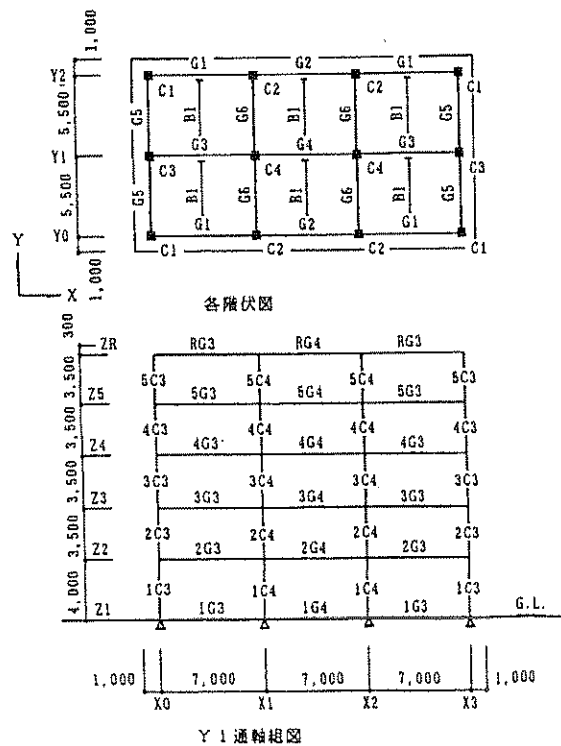
本稿では、前報の一次設計部分の検討で用いた計算モデルのうち、モデルA、C、Dの3つのモデルを対象として実施した保有水平耐力とD₀の調査結果について報告する。ケーススタディは、モデルAについて6社(8ケース)、モデルCについて12社(14ケース)、モデルDについて15社(15ケース)の協力のもとに行った。

計算モデルの概要ならびに協力企業・使用プログラムをまとめたものを表一に示す。

3. 調査方法

計算モデルは、前報の一次設計検討用モデルに各部材の配筋(主筋・せん断補強筋)をあらかじめ設定し、さらにプログラムの相異によるばらつきだけに限定するために最小限の計算仮定として、材料強度の割増率やスラブ配筋、基礎の重量・ばね定数などを与えたものとした。また、一貫構造計算プログラムでない保有水平耐力の検討のみを単独に行うプログラムの場合には、柱の長期軸方向力や仮定水平力分布も提示した。

調査方法は、一次設計の調査と同様、計算モデルについてのデータのほかに、「計算結果記入用紙」とモデル化・計算仮定や使用プログラムについての「アンケート用紙」を送付し、これらを担当の設計者に直接記入して



図一 モデルAの概要

表-3 計算手法の比較

計算実施社		a	b	c	d		e		f
ケース名		a-1	b-1	c-1	d-1	d-2	e-1	e-2	f-1
梁の耐力	曲げ耐力式	略算式	略算式	略算式	略算式	略算式	略算式	略算式	精算式
	スラブ筋	Y0通 10-D10 #1	10-D10 #2	10-D10 #2	14-D10 #3	14-D10 #3	10-D10 #1	10-D10 #1	10-D10 #1
		Y1通 20-D10	10-D10	10-D10	14-D10	14-D10	20-D10	20-D10	20-D10
	ヒンジ部	剛域端	○	○	○	○	○	○	○
	定可能な位置	1/4	—	—	—	—	○	○	—
	中間荷重による中間ヒンジ発生チェック	中央	○	—	—	○	○	○	—
柱の耐力	曲げ耐力式	略算式	略算式	略算式	略算式	略算式	精算式	精算式	精算式
	曲げ耐力算定軸力	NL±2NE	NL±Σ梁Q	NL±Σ梁Q	M-N 曲線と長期・短期応力点を結ぶ交点	M-N 曲線と長期・短期応力点を結ぶ交点	NL±Σ梁Q	NL±Σ梁Q	M-N 曲線を直接評価
保有水平耐力	解析法	節点振分け法	節点振分け法	節点振分け法	増分解析法	節点振分け法	増分解析法	LP法による極限解析法	増分解析法
	節点振分け法のモーメント分配率	弾性応力比	1/2	終局耐力比	—	弾性応力比	—	—	—
	増分解析法	保有水平耐力の定数	—	—	崩壊メカニズムを形成した時	—	崩壊メカニズムを形成した時	—	崩壊メカニズムを形成した時
		増分対象	—	—	—	荷重増分	—	変位増分	—
		1ステップに許容するヒンジの数	—	—	—	1つのヒンジ	—	複数のヒンジ	—

[注] *1 スラブ有効巾1mとし、スラブ下端筋も有効とみなしている。また、Y0通は片側スラブ付きはりとしている。
 *2 スラブ有効巾1mとし、スラブ上端筋のみ有効とみなしている。Y0通もY1通と同様両側スラブ付き梁としている。
 *3 RC規準に示されている有効巾を採用し、スラブ下端筋も有効とみなしている。

表-4 代表的な部位の部材強度表

計算実施社		a	b	c	d	e	f	#2 max/min	
柱	C3 (外柱)	柱頭	37.1 #1	41.4	41.3	36.9 (18.5)	56.2	49.0	1.5
		柱脚	(19.3)	(33.2)	(32.8)	46.1 (49.2)	(23.6)	(19.8)	(2.6)
	C4 (内柱)	柱頭	75.5	75.6	73.8	73.6 (160.2)	84.7	75.9	1.2
		柱脚	(169.5)	(169.5)	(160.8)	76.2 (172.7)	(167.9)	(170.6)	(1.1)
梁	G4 2階	上端	106.2	92.5	94.4	96.5	106.1	117.0	1.3
		下端	49.1	48.3	49.3	48.9	49.1	49.8	1.0
梁せん断強度	G4 2階	Y1, X1-X2	42.7	37.3	35.0	35.9	36.5	— #3	1.2
		Y1, X1-X2	—	—	—	—	—	—	—
柱せん断強度	C3 (外柱)	1階 X0, Y1	59.4	52.8	46.0	53.5	55.0	— #3	1.3
		1階 X1, Y1	71.2	63.5	56.0	60.7	66.5	— #3	1.3
		1階 X1, Y1	—	—	—	—	—	—	—

[注] #1 ()内は柱曲げ強度算定時の軸方向力を示す。
 #2 a~fの最大値と最小値の比を示す。
 #3 曲げ降伏がせん断降伏に先行することが明らかであったので計算が省略されている。

各社の計算結果のうち、部材終局強度(一部)を表-4に、保有水平耐力分布図を図-2に示す。表-5にはヒンジ位置の曲げ強度の総和に依存する建物の全抵抗モーメントを示す。これらの比較検討から次の考察を得た。

[梁・柱の曲げ強度]

① 梁の曲げ強度は、スラブ筋の評価が異なるためによりつきが大きい(最大値/最小値=1.3)。

[凡例]

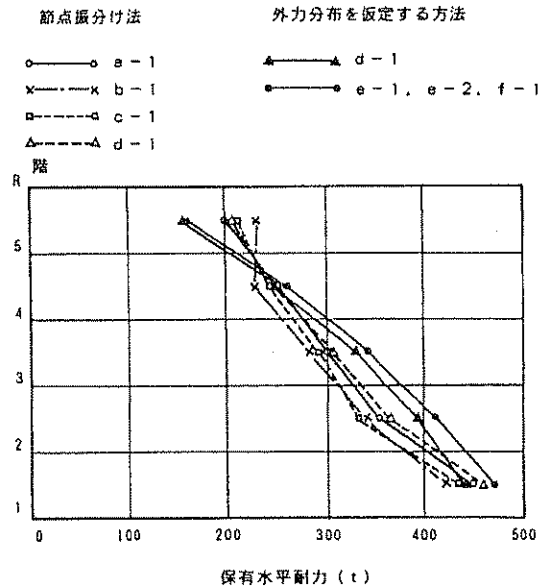


図-2 保有水平耐力分布図

表-5 建物の抵抗モーメント

計算実施社	a	b	c	d	e	f		
ケース名	a-1	b-1	c-1	d-1	d-2	e-1	e-2	f-1
全抵抗モーメント	5764 (1.06)	5461 (1.00)	5524 (1.01)	5750 (1.06)	5782 (1.06)	5953 (1.09)	5946 (1.09)	6018 (1.10)

[注] ()内はa~fの最小値に対する比を示す。

② 柱の曲げ強度は、算定軸方向力が異なるため(最大値/最小値=2.6)、とくに外柱の曲げ強度がばらついている(最大値/最小値=1.5)。なお、略算式を用いてい

るのは4社、精算式を用いているのは2社、また直交主筋を考慮しているのは2社である。

〔梁・柱のせん断強度〕

③ 算定式、算定軸方向力、 $M/(Qd)$ の設定のしかたによって強度がばらついている（最大値/最小値=1.3）。なお、算定式は平均式を用いているのが1社、下限式を用いているのは4社となっている。

〔保有水平耐力〕

④ 全般に節点振り分け法（4社）による保有水平耐力値は、外力分布（ A_i 分布）を仮定する計算法に比べ、上階で大きく下層で小さくなっている。また、同じ節点振り分け法でも、梁モーメントの柱への振り分け方の相違によって保有水平耐力値がばらついている。

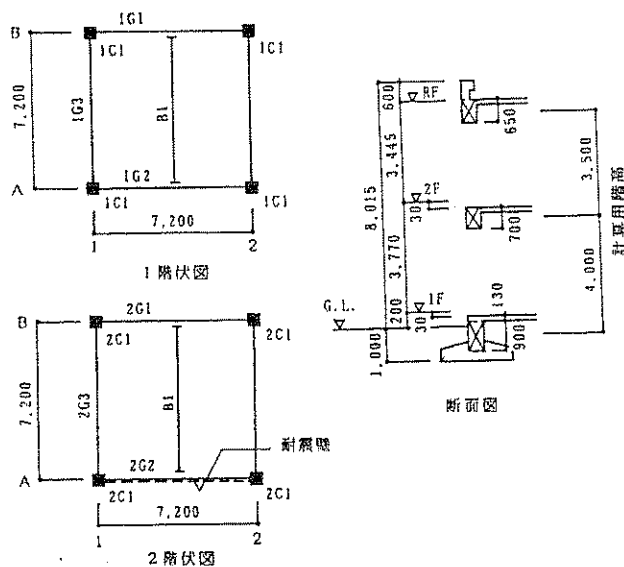
⑤ 線形計画法による極限解析法（1社）と増分解法（3社）は、部材強度と外力分布が同じとき、保有水平耐力値は互いによく一致している。

⑥ 保有水平耐力値のばらつきを最大値/最小値の比でみた場合、1階と4階で1.1、2階と3階で1.2、5階で1.5となっている。このうち、各社建物の全抵抗モーメントのばらつき、すなわち部材終局強度評価方法による差は10%以内（表—5）であり、残りのばらつきは解析方法の相違によるものと考えられる。

4.2 モデルC

モデルCは、2層1スパンRC造架構の2階X方向に耐震壁が偏在したモデル（図—3）である。検討は耐震壁を含むX方向について行った。

各社より回収したアンケート調査から計算手法・モデル化について整理した主な因子を表—6に示す。計算結果は、増分法7ケース（以下、精算系と称す）と節点振り分け法・仮想仕事法7ケース（以下、略算系と称す）の2系列に分類し、部材終局強度、形状係数、構造特性係数、必要保有水平耐力、保有水平耐力、崩壊メカニズ



図—3 モデルCの概要

表—6 計算手法・モデル化の概要

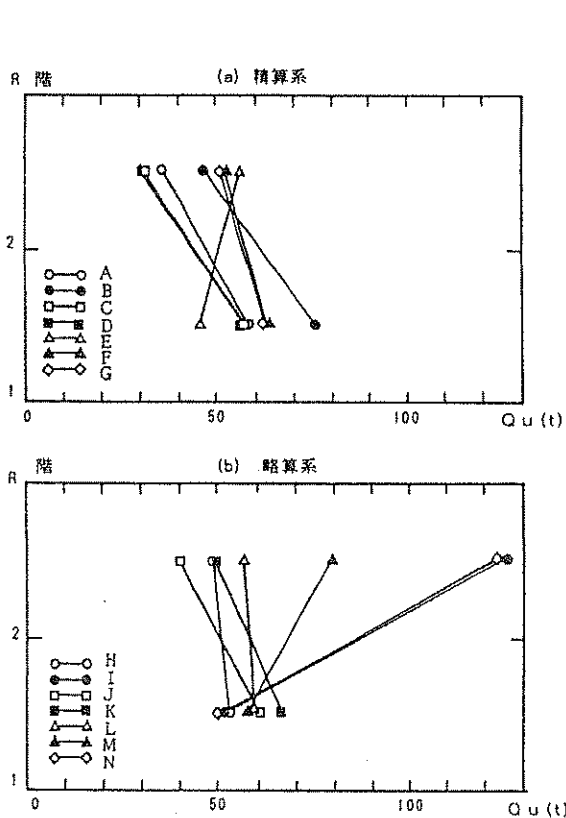
質問項目	選 択 肢		
柱	曲げ耐力評価式	・センター指針(6-3a ~c)式 ・センター指針(6-3d ~f)式 ・精算式(RC規準付20など) ・その他	8 2 3 0
	曲げ耐力算定軸力	・長期軸力+1次設計地震力×n倍 ・M-N曲線と長期・短期応力点を結ぶ直線との交点 ・M-N曲線の自動考慮 ・その他	4 3 5 1
	直交方向主筋	・考慮 ・無視	4 9
	せん断耐力評価式	・センター指針(6-4a)式 平均式 ・センター指針(6-4a)式 下限式 ・センター指針(6-4b)式	5 8 0
	M/Qd	・L/2d(反曲点高比1/2) ・仮定応力状態 ・その他	5 5 3
はり	曲げ耐力評価式	・センター指針(6-1)式 ・精算式(RC規準付20など)	11 2
	スラブ筋	・考慮 ・無視	13 0
	2段階筋の影響	・考慮 ・無視	6 7
質問項目	選 択 肢		
は り	中間荷重による中間ヒンジの発生	・考慮 ・無視	3 10
	以点、中央点での中間ヒンジの発生	・考慮 ・無視	3 10
	せん断耐力評価式	・センター指針(6-2)式 平均式 ・センター指針(6-2)式 下限式	6 7
	M/Qd	・L/2d(反曲点高比1/2) ・仮定応力状態 ・その他	5 3 5
耐 震 壁	せん断耐力評価式	・センター指針(6-6a)式 ・センター指針(6-6b)式 ・その他	6 7 1
	せん断耐力算定軸力	・長期軸力 ・無視 ・その他	10 1 2
	M/Qd	・RC造耐震診断基準による方法 ・メカニズム時応力 ・その他	3 5 5
荷 重	外力分布	・ A_i 分布 ・必要保有水平耐力分布 ・仮定しない ・その他	8 3 5 1
	定義	保有水平耐力の定義 ・メカニズム時 ・ぜい性部材破壊時 ・必要保有水平耐力に達した時	12 0 1
解 析 方 法	解析方法	・節点振りわけ法 ・仮想仕事法 ・線形計画法 ・荷重増分法 ・変位増分法 ・その他	6 6 0 6 1 0
	「節点振りわけ法」とした場合の分割比	・1/2 ・剛比 ・弾性応力比 ・層モーメント分割比 ・その他	1 1 5 0 0
	「増分解法」とした場合の1ステップに許容するヒンジの数	・1つ ・複数	5 2
解 析 モ デ ル	建物のモデル化	・建物全体の骨組モデル ・フレーム毎の骨組モデル ・純ラーメンと耐震壁部分に分離した骨組モデル ・層単位に分離した骨組モデル ・せん断バネ+曲げせん断棒モデル	6 3 3 0 1
	立体効果	・平面モデル ・擬似立体モデル ・純立体モデル	11 1 1
	剛床仮定	・考慮 ・無視	8 5

表一 各社計算結果の比較

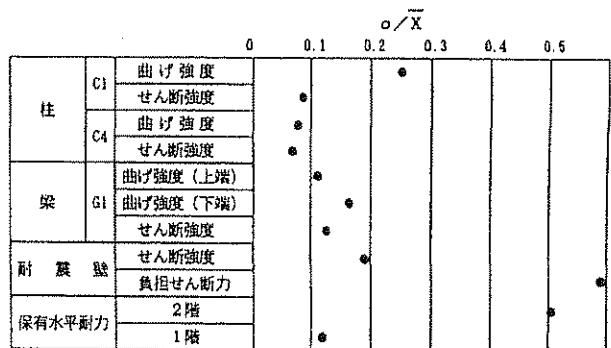
[単位] t, t-m

系		精算系							略算系						
調査項目		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
注	*1 C1	22.6	25.1	26.0	26.0	32.5	26.0	24.9	21.9	18.4	24.7	26.1	23.2	26.0	16.3
		18.1	4.3	15.2	15.2	19.9	-0.9	-3.1	8.3	-42.3	18.7	-9.7	13.4	16.2	-42.6
		33.8	36.5	32.0	32.0	39.5	30.8	32.7	33.8	30.8	32.0	33.4	34.5	32.0	27.3
	C4	27.1	31.7	29.4	29.4	30.0	33.1	33.8	31.9	30.0	30.2	32.6	37.2	29.4	31.5
	45.7	35.2	43.2	43.2	43.1	40.9	38.5	48.3	40.0	40.8	51.0	36.2	43.2	46.2	
	34.9	33.4	31.7	31.7	38.5	35.0	32.4	34.8	37.3	33.8	33.9	36.3	31.7	34.2	
梁	G1	25.3	35.3	35.7	35.7	30.1	25.6	25.6	25.1	25.6	26.0	26.2	25.6	35.7	25.6
		54.9	53.7	42.0	42.0	57.7	52.1	55.4	55.2	51.6	51.5	57.0	49.4	42.0	42.7
		19.0	26.6	26.1	26.1	26.1	25.9	26.1	22.9	29.3	31.4	19.2	29.2	26.1	26.2
		10-D10	6-D10	10-D10	10-D10	10-D10	7.5-D10	10-D10	10-D10	5-D10	6-D10	10-D10	5-D10	10-D10	10-D10
耐震壁	せん断強度	335.7	468.9	305.6	305.6	408.0	287.7	305.6	305.0	374.0	291.4	488.0	450.6	305.9	310.0
	負担せん断力	17.9	57.1	38.4	23.2	51.0	36.9	54.8	24.7	105.5	19.3	20.0	56.0	61.5	105.7
外力分布形状		A1 分布	A1 分布	A1 分布	A1 分布	Q _{max} 分布	Q _{max} 分布	Q _{max} 分布	—	—	—	—	—	—	—
振分け率		—	—	—	—	—	—	—	剛比	弾性応力	弾性応力	1/2	弾性応力	弾性応力	弾性応力
形状係数F ₀	2階	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	1階	1.00	1.50	1.32	1.32	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.32	1.50	1.50	1.32	1.50
構造特性係数D ₀	2階	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40
	1階	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
必要保有水平耐力Q ₀	2階	38.5	38.4	44.4	44.4	46.4	43.4	44.4	38.9	44.3	33.5	39.0	44.3	44.4	44.0
	1階	35.6	54.6	47.5	47.5	37.5	34.7	54.0	54.0	53.9	47.0	53.6	53.2	47.5	53.6
保有水平耐力Q ₀	2階	35.6	46.2	30.4	30.1	55.7	51.6	50.8	48.2	125.2	39.4	48.3	56.0	78.8	122.9
	1階	57.6	74.9	57.1	56.7	45.1	61.9	61.8	52.1	50.7	59.9	65.3	58.5	56.7	50.7
判定	2階	不可	可	不可	不可	可	可	可	可	可	可	可	可	可	可
	1階	可	可	不可	不可	可	可	可	不可	不可	可	可	可	可	不可
崩壊メカニズム	A通														
	B通														

(注) *1 C1:耐震壁直下引張側柱 C4:純ラーメン(B通)1階柱端側柱 *2 L:下端 U:上端
G1:純ラーメン(B通)2階梁
算定軸方向力:圧縮[+] 引張[-]



図一4 保有水平耐力分布図

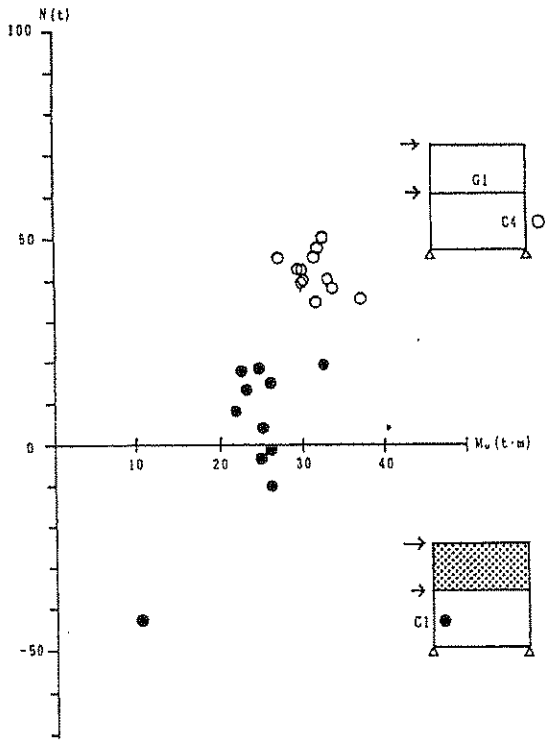


図一5 変動係数 σ/\bar{X}

ムを調査項目とした。表一7に調査項目別比較表を、図一4に2系列の保有水平耐力分布を示す。また、柱・梁・耐震壁の終局強度および保有水平耐力の変動係数を図一5に示す。これらの結果を要約すると、次のとおりである。

[部材終局強度]

① 耐震壁直下の柱C1の曲げ強度(10.3~32.5 tm)は、純フレームの1階柱C4の曲げ強度(27.1~37.2 tm)よりかなりばらついている。これは、図一6に示すC1、C4柱の曲げ強度と算定用柱軸方向力との相関関係からわかるように、曲げ強度を算定する際の柱軸方向力が



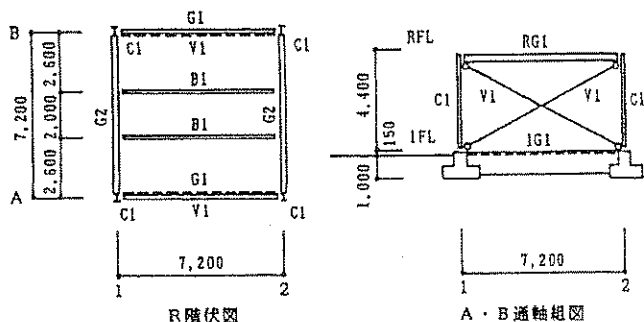
図—6 C1, C4 柱の曲げ強度と曲げ強度算定用軸方向力のばらつき

柱 C4 では 32.5～51.0t に対し、柱 C1 では -42.6t～19.9t の広い範囲に分布しているためである。とくに、略算系で引張側の算定軸方向力が大きいケースがあるが、これは耐震壁の回転降伏時の柱軸力を採用しているためである。

② 柱・梁のせん断強度のばらつきは、曲げ強度に比べて小さい。

③ 耐震壁のせん断強度は、280～480t の広い範囲に分布している。ばらつきの因子としては、採用している評価式とせん断スパン比 $M/(Qd)$ の考え方があげられる。
[保有水平耐力]

④ 精算系では、部材終局強度の評価方法、保有水平耐力の定義(メカニズム時、必要保有水平耐力 Q_{un} の α 倍)などの相違により、ばらつきが生じている。また、すべてのケースで 1 階の部分崩壊となっているため、2 階の保有水平耐力値は採用した外力分布 (A_i 分布, Q_{un} 分布) に依存している。その結果、2 階の Q_u 値の判定は、 D_s 。



図—7 モデル D の概要

値が 1 階に比べて大きいこともあって、外力分布を Q_{un} 分布としたケースはすべて [可] となっているが、 A_i 分布とした 4 ケースのうち 3 ケースは [不可] となっている。

⑤ 略算系では、1 階に比べて 2 階の保有水平耐力のばらつきが非常に大きい。これは部材終局強度の評価方法や節点振り分け法の振り分け率の相違に加えて、耐震壁付き架構の計算手法の相違が大きく影響している。すなわち、耐震壁が下階でなくなるフレームに対し、次の手法が採用されている。

- ① A 通架構全体に仮想仕事法を適用する。
- ② A 通 1 階にダミーの耐震壁を配置する。
- ③ フレームと耐震壁を分離し回転壁として計算する。これらを精算系と比較した場合、B 通架構との連成効果が無視されること、さらに②③の手法では、耐震壁と耐震壁下階の柱や基礎との連成効果が十分に考慮されないことなどの問題点が生じる。
- ④ 精算系、略算系とも柱および梁の塑性ヒンジ位置は

表—8 計算手法・モデル化の概要

質問項目	選択肢		
保有	保有水平耐力の定義	・メカニズム形成時	14
		・ぜい性部材破壊時	0
		・必要保有水平耐力 $\times \alpha$ 倍	1
		・設定変形限界時	0
	建物のモデル化	・建物全体としての骨組モデル	4
		・フレームごとの骨組モデル	8
		・純フレームとブレースに分離した骨組モデル	3
		・せん断棒+曲げせん断棒モデル	0
	部材中間荷重による部材中間ヒンジの発生	・考慮	6
		・無視	9
	柱の全塑性モーメント算出式	・センター指針	9
		・学会 S 造塑性設計指針	1
		・その他 (断面 7 分割モデル、中立軸移動法)	5
	柱の全塑性モーメント算出時の軸力	・ $N_u \pm 2N_s$	1
		・ $N_u \pm EQ$	1
・逐次解析結果		13	
はりの全塑性モーメント算出式	・センター指針	11	
	・学会 S 造塑性指針の横座屈セメント	1	
	・その他 (合成ばり指針、中立軸移動法)	3	
はり端部の全塑性モーメント算出時のウェブの評価	・する	14	
	・しない	1	
平	柱、はりの全塑性モーメント算出時の Z_p の求め方	・プログラム内で JIS やメーカー等の断面諸量をテーブル化したものを使用	6
		・内部計算 (フルット・アル部を考慮)	4
		・内部計算 (フルット・アル部を無視)	5
		・直接入力	0
力	ブレースの耐力	・引張耐力のみ	12
		・引張耐力+圧縮耐力	3
ブレース引張耐力算出時の断面積の取り方	・全断面横有効	6	
	・ボルト欠損を控除	5	
	・突出脚長の欠を控除	1	
メカニズムに達していない部材の種類	・未降伏部材は A 種とする	5	
	・降伏の有無にかかわらずセンター指針の表にもとづいて決定する	10	
構造特性係数 D_s と保有水平耐力 Q_u との関係	・ D_s は横座屈などじん性劣化の因子を決めるのであるから、 Q_u 算定にあたってはそのような因子による部材耐力の低減はしない	14	
	・ Q_u 算定にあたっては横座屈などの部材耐力の低減を考慮する	1	

表-9 各社計算結果の比較

調査項目 \ 企業		A社	C社	D社	E社	F社	G社	I社	J社	L社	M社	
解 析 手 法	両重増分法	節点振分け		節点振分け		節点振分け		節点振分け		節点振分け		
		$M_p(t-w)$	Y方向	31.6	31.5	31.4	31.6	23.0, 31.4	30.4	28.2	28.7	27.6
$Q_w(t)$	Y方向	36.3	39.9	39.9	-	38.8	39.9	-	39.9	32.4	39.8	
C1	$M_p(t-w)$	Y方向	31.4	29.6	29.6	29.7	29.8	29.8	-	31.3	29.8	
	$N(t)$	Y方向	3.3	4.7	2.9	-	6.5	-	11.8	-	1.8	18.2
	$Q_w(t)$	Y方向	36.3	39.9	39.9	-	38.1	39.9	-	39.9	39.9	39.8
$Q_{..}(t)$		43.9	43.8	41.1	43.9	44.6	44.1	44.1	43.5	47.0	43.9	
部材ランク	X方向	BB, FD	BB, FA	BB, FD	BB, FD	BB, FD	BB, FD	BB, FD	BB, FA	BB, FA	BB, FC	
	Y方向	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FD	FC	
構造特性係数 D_s	X方向	0.5	0.35	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.35	0.35	0.4	
	Y方向	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.35	
必要保有水平耐力 $Q_{..}(t)$	X方向	21.9	15.2	20.6	22.0	22.3	17.0	22.1	15.2	16.4	17.6	
	Y方向	17.5	17.5	16.4	17.6	17.8	13.6	17.7	17.4	18.6	15.4	
保有水平耐力 $Q_w(t)$	X方向	29.9	40.2	29.9	29.9	31.0	34.2	27.8	29.8	40.1	25.0	
	Y方向	31.4	25.7	29.6	29.6	26.6	17.0	25.1	27.3	30.5	0.0	
判 定	X方向	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	Y方向	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	
原 機 メカニズム*1	X方向											
	Y方向											

表-9 (つづき)

調査項目 \ 企業		N社	O社	P社	Q社	R社	
解 析 手 法	両重増分法	節点振分け		節点振分け			
		$M_p(t-w)$	Y方向	22.0	30.7	31.6	31.5
$Q_w(t)$	Y方向	-	26.2	36.3	39.9	32.4	
C1	$M_p(t-w)$	Y方向	22.0	29.4	31.4	29.8	29.8
	$N(t)$	Y方向	-	7.3	3.3	4.7	-
	$Q_w(t)$	Y方向	-	39.9	36.3	39.9	29.9
$Q_{..}(t)$		43.9	44.7	44.2	46.3	48.1	
部材ランク	X方向	-	BB, FD	BB, FA	BB, FD	BB, FD	
	Y方向	-	FD	FD	FD	FD	
構造特性係数 D_s	X方向	0.35	0.5	0.35	0.5	0.5	
	Y方向	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
必要保有水平耐力 $Q_{..}(t)$	X方向	15.4	22.4	15.5	23.2	24.0	
	Y方向	17.6	17.9	17.7	18.5	19.2	
保有水平耐力 $Q_w(t)$	X方向	40.0	47.2	39.2	40.3	23.0	
	Y方向	24.2	28.2	18.5	29.3	20.6	
判 定	X方向	○	○	○	○	×	
	Y方向	○	○	○	○	○	
原 機 メカニズム	X方向						
	Y方向						

[注]

M_p : 全塑性モーメント

Q_w : せん断強度

N : 全塑性モーメント算定用軸方向力(注)

*1) ● : 曲げ降伏

----- : 軸降伏

かなり異なっている。なお、耐震壁が偏在しているために精算系のうち2ケースが全体ねじれを考慮した立体系モデルを採用しているが、両ケースともねじれによるメカニズムは生じていない。

[構造特性係数]

⑦ 全ケースとも1階の D_s は0.30であったが、2階では0.35と0.40にわかれている。これはメカニズム時の耐震壁の負担せん断力が18~105tの範囲にばらつき、その結果耐震壁せん断力分担比 β_w が D_s 値判定の境界

値0.7をはさんで分布することから生じている。

4.3 モデルD

鋼構造建物特有の因子の取り扱い状況を把握することを目的として、1層1スパン X 方向ブレース構造、Y 方向純ラーメン構造の鋼構造骨組のモデルD(図-7)を対象とし、両方向の保有水平耐力の照査について検討を行った。各社より回収したアンケート結果から計算手法・モデル化の因子について整理したものの一部を表-8に、また各社の計算結果を表-9に、代表的な項目の

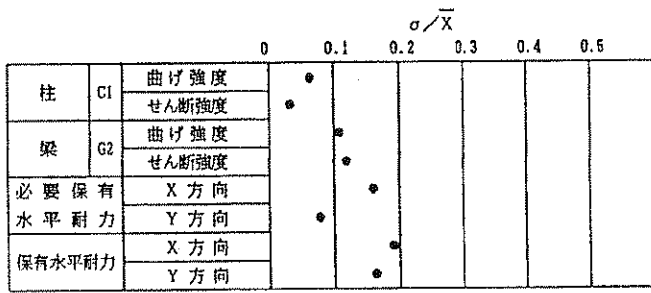


図-8 変動係数 σ/\bar{X}

表-10 二次設計・計算結果のばらつきの主な要因

記号	ばらつきの主な要因
㊸	有効断面積の評価方法
㊹	部材終局耐力の算出式
㊺	保有水平耐力 Q_u の定義
㊻	FDランク部材の耐力評価方法
㊼	未降伏部材の部材ランク評価方法
㊽	D_u 値評価におけるFDランク部材の扱い方

変動係数を図-8に示す。表-10には計算結果の差異の主な要因を列挙する。

計算結果を要約すると次のとおりである。

[部材終局強度]

① Y方向G2梁の曲げ強度は、有効断面の評価方法（フィレット・アール部、スカーラップ、梁ウェブの考慮・無視）や算出式の相違によりそれぞれ22.0～31.6tmの範囲に分布している。なお、C1柱はG2梁と同断面で柱軸方向力が小さいために、各ケース共ほぼG2梁の曲げ強度と同じ範囲に分布している。

② G2梁・C1柱のせん断強度は、同断面であるためほとんどのケースで39.7tとなっているが、スカーラップによる断面欠損の考慮や材料強度を割り増さないことにより、小さく評価しているケースもある。

③ プレースの軸方向強度では、有効断面積（ボルト欠損および偏心による突出脚長の1/2控除）の評価方法や算定式に相違が見られた。

[保有水平耐力]

④ X方向ではおもにプレースの軸方向強度の相違により25.0～47.2tに、Y方向では梁・柱の曲げ強度の相違によって17.0～31.4tの範囲に分布している。1社のみY方向の保有水平耐力が0.0tとなっているが、これは、昭和56年住指発第96号でいう柱の靱性種別を最下位のFDランク部材として耐力を無視しているためである。

⑤ X方向では全ケース引張りプレースが軸降伏しており、Y方向の崩壊メカニズムも単純なモデルであるにもかかわらず、表-10㊸～㊺の要因によってばらついている。

[構造特性係数 D_u]

⑥ Y方向の D_u は0.4、X方向の D_u は表-10㊼①の要因により、0.35と0.50にわかれている。なお、1社のみFDランク部材を無視してFCランクの評価とし、X方向0.40、Y方向0.35となっている。

5. まとめ

以上、非常に単純な標準建物の3ケースを用いた調査結果と考察の主な内容は次のようにまとめられる。

① 部材の終局強度は、複数の算出式が存在することによるほか、さまざまな因子によってばらつきが見られた。とくに次の因子によるばらつきが顕著であった。

㊸ RC造梁の曲げ強度におけるスラブ筋算入

㊹ 柱曲げ強度算定時の柱軸方向力の計算

㊺ S造部材の有効断面積の評価

② RC造の保有水平耐力は、純ラーメン構造に比べて耐震壁のあるモデルに大きなばらつきがみられた。耐震壁が下層階でなくなる架構はよくみられるケースであるが、略算系の手法の場合、このような耐震壁の評価方法に顕著な差異があった。

③ S造では、保有水平耐力および D_u 計算でのD種ランク部材の取り扱いや、未降伏部材の D_u における部材ランク評価方法に差異が見られた。

④ 保有水平耐力値・崩壊モード・構造特性係数値に大きな差異が確かめられた。また、本稿では必要保有水平耐力の係数として構造特性係数 D_u のみを扱っているが、前稿に示した形状係数 F_e 、 F_s の積として必要保有水平耐力値が決めるるので、判定にあたっての差異はさらに大きくなっている。

⑤ 本稿で示した結果でも分かるようにこれほど単純なモデルですら崩壊モードにも大きな差異が生じている。これは設計者にとって「梁降伏型」とするのか「柱降伏型」とするのかというような最も基本的な設計方針が全く違ってしまうことを意味する。

⑥ 以上、非常に単純化したモデルを設定し、多くの実用構造計算プログラムに対して二次設計部分の試行計算を実施した結果、前報の一次設計と同様、一般に予想された以上に計算結果に大きな差異を確認した。一方、現実にはここで扱った以上に大規模で複雑な建物の構造計算が日常的に行われている。実用構造計算プログラムは適用範囲拡大のニーズから巨大化の一途をたどっている。また、準拠する規基準も膨大かつ複雑になる一方である。設計者にとって、この両方の内容を知悉するのが極めて困難になっている。構造設計に際しては単一の計算手法やプログラムによる結果を盲信することなく、さまざまな視点にたった設計者による工学的判断やチェックが重要であることを指摘しておきたい。

謝 辞

試行計算実施に際し、関西建築コンピュータ懇談会会員、構造家懇談会（現日本建築構造技術者協会）コンピュータ部会会員はじめ数多くの企業と関係者のご協力をいただいた。また、本研究の一部は日本建築センターで構成された原器建物研究会でなされ、昭和58～61年度の「建築に関する研究および調査助成」により「RC・S・SRC 構造計算プログラム原器の作成」という標題で助成を受けたものである。同研究会委員として、東京工業大学 和田 章博士、(株)構造システム 滝野文雄氏、(株)三菱地所 山田周平氏、増田広見氏のご意見をいただいた。

さらに、共同研究者として(株)シー・アンド・シー 泉 洋輔氏、大淵敏行氏の協力を得ている。

ここに深く感謝します。

参考文献

- 1) 日本建築センター，構造計算指針・同解説・1988年版，昭和63年5月
- 2) 大谷圭一，魚木晴夫，辻 英一，増田広見，中川佳久：一貫構造計算プログラム検討用【原器建物】の研究 その1～その3，日本建築学会学術講演梗概集，pp.969～974，昭和61年8月
- 3) 桜井譲爾，大谷圭一，魚木晴夫，辻 英一，中川佳久，山浦晋弘：一貫構造計算プログラム検討用【原器建物】の研究 その4～その5，日本建築学会学術講演梗概集，pp.979～982，昭和62年10月
- 4) 桜井譲爾，大谷圭一，魚木晴夫，辻 英一，中川佳久，泉 洋輔，山浦晋弘：一貫構造計算プログラム検討用【原器建物】の研究 その6～その7，日本建築学会学術講演梗概集，pp.893～896，昭和63年10月
- 5) 桜井譲爾，大谷圭一，魚木晴夫，辻 英一，中川佳久，泉 洋輔，山浦晋弘：一貫構造計算プログラム検討用【原器建物】の研究 その8～その9，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1233～1236，平成1年10月
- 6) 原器建物研究会：鉄筋コンクリート造建築構造計算についての考察（その1），昭和61年1月
- 7) 原器建物研究会：鉄筋コンクリート造建築構造計算についての考察（その2），昭和62年11月
- 8) 原器建物研究会：鋼構造一貫構造計算についての考察，平成1年
- 9) 辻 英一：特集・構造の省力化，日本建築協会・建築と社会，pp.91～92，平成1年9月
- 10) 辻 英一：一貫構造計算プログラムの問題点，第12回情報・システム・利用・技術シンポジウム1989，pp.521～524，平成1年12月
- 11) 辻 英一，魚木晴夫，中川佳久，山浦晋弘，大谷圭一，桜井譲爾：標準建物モデルによる実用構造計算プログラムの調査研究（その1：一次設計部分），日本建築学会構造系論文報告集，平成3年4月
- 12) 日本建築センター：日本建築センター技術評定を完了した新構法・新技術・建築設備，ビルディングレター，昭和56年～平成2年

(1991年4月5日原稿受理，1991年10月21日採用決定)