

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

STUDY ON STRUCTURAL DESIGN PROGRAM BY 'BENCHMARK STRUCTURE' Part 1; The primary 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 four kinds of simple building models we call 'benchmark structures' to various structural design programs actually used in various companies.

We point out the following from our studies and investigations;

- 1) We confirmed conspicuous difference among the calculated results of stress analysis and the 'check and design' results of member section.
- 2) Calculated results of aseismic characteristics; modulus of eccentricity, story stiffness ratio and story deformation angle were also found very different, because of various interpretations of their definitions.

Keywords : structural calculation, the primary design, story deformation angle, story stiffness ratio, modulus of eccentricity
構造計算; 一次設計, 層間変形角, 剛性率, 偏心率

1. 序

コンピュータによる建築構造計算の実用化は昭和30年代から始められ, FORTRAN など高級言語の普及やコンピュータそのものの大容量化・高速化により, 架構骨組形状ほか関連情報を認識させておいて荷重・計算条件などを与えることによって準備計算・応力計算・断面検討までを連続して行わせる, いわゆる一貫構造計算プログラムが確立した。その後, 昭和56年に耐震基準にかかわる施行令の改正があり, 必要とする計算量が増大したことからパーソナル・コンピュータの低廉化とあいまって, 第三者の開発したパッケージ・プログラムを不特定多数の設計者に販売する, いわゆるパソコン一貫プロが急速に普及して現在に至っている。こうして, 現在では実用構造計算の過半がコンピュータによって行われるようになってきている⁵⁾。このように, プログラム作

成者・プログラム販売者・プログラム運用者・設計者が分業化してくると, 営業政策と連動したニーズが一方的にプログラム作成者に集中することになり, 一貫構造計算プログラムは多機能化・巨大化・複雑化の一途をたどる。このため, 設計者は手計算時代と異なり, 自分の担当する建物の構造計算の内容を知悉することが極めて困難になってきている。

また, 現在のアルゴリズムの規範になっている建築センターの指針⁶⁾や学会の規準類^{7),8)}はおおむね手計算を前提に構成されていると考えられるが, 今後コンピュータ使用を前提とするような改訂が行われる場合にはプログラムの巨大化傾向はさらに加速されよう。

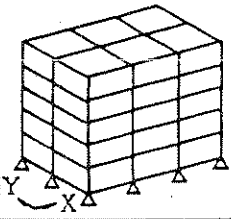
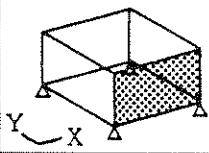
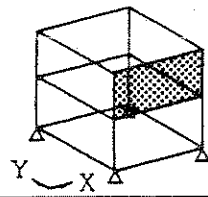
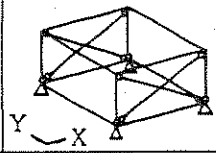
このような状況のなかで, 将来の設計計算法のあり方を考えるためには, 現状のコンピュータによる構造計算の問題点を把握することが不可欠である。

本論文は文献1)~4)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
***** 国立防災科学技術センター・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.
National Research Center for Disaster Prevention, M. Eng.
Prof., Waseda University, Dr. Eng.

表-1 計算モデルおよび協力企業・使用プログラム一覧

計算モデル	A	B	C	D	
構造種別	R C 造	R C 造	R C 造	S 造	
規模	5層	1層	2層	1層	
構造形式	X方向	純ラーメン架構	耐震壁付ラーメン架構	耐震壁付ラーメン架構	ブレース架構
	Y方向	純ラーメン架構	純ラーメン架構	純ラーメン架構	純ラーメン架構
架構図					
株大林組	STREAM-V2		STREAM-U *		
株奥村組				ADAM II	
株開発エンジニアリング			LIMIT1・LIMIT3 *		
川鉄建材工業株				KADES-9	
株構造システム	BUS-1・BUS-U	BUS-1	BUS-2・BUS-U *	BUS-2.5・BUS-X	
株鴻池組	KOPOS-3A		KOPOS-3A・KOPOS-3B	KOPOS-4	
(有)シアンド・シ事務所	松竹梅・鶴亀		松竹梅・鶴亀	簡便・鶴亀	
株清水建設				SPARK	
株昭和設計	BUILD-1			ADAM II	
株新日本技術コンサルタント	RF-5				
新日本製鉄株				ADS-SDP・ADS-FRP	
株双星設計	手計算	手計算	DEMOS-E・手計算		
株大成建設				BUILD-1・BUILD-U	
株竹中工務店	AUSTIN-II	AUSTIN-II	AUSTIN-II	AUSTIN-II	
株内藤建築事務所	CAMEL・SETTEN				
株日建設計	BUILDING-M2			BUILDING-M2	
日本情報サービス株	BUILDING-M2	BUILDING-M2	BUILDING-M2		
株日本設計事務所			NASCA *	NASCA	
株長谷工コーポレーション				BUS-2.5	
株松村組	BUS-1		DEMOS-E・BUS-1	Super Build/SS1 ・Super USR-LIMIT	
三菱地所株	ASTS	ASTS	ASTS・ASTS-5	ASTS	
株安井建築設計事務所	SD101・SFN01	SD101・NASTRAN ・SFN01-PART2	SD101・NASTRAN ・SFN01-PART2	SD101・SFN01-PART2	
株山下設計事務所				ASIST	
ユニオンシステム株			Super Build/SS1		
株和田建築技術研究所	BUS-1		BUS-U	アキアロ-1	
計算実施企業数	15 / 6 社	6 / 0 社	10 / 12 社	18 / 15 社	
計算ケース数	15 / 8 ケース	9 / 0 ケース	20 / 14 ケース	18 / 15 ケース	

[注] *印は二次設計（保有水平耐力の照査）のみ。

[凡例] 10 / 14 社（ケース）

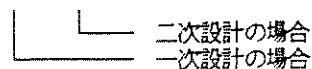
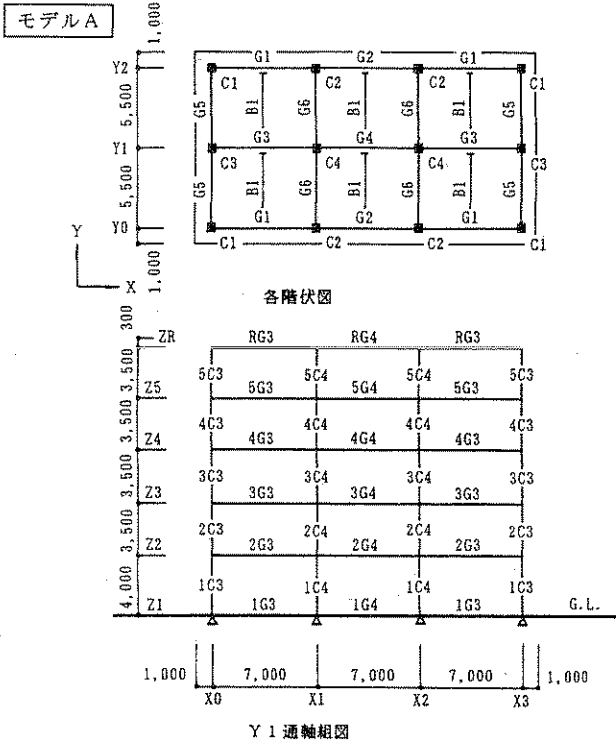


表-2 計算条件



設計条件

- (1) 1階は構造床とする(荷重は一般階と同じとする)。
- (2) 各階片持床のバルコニーが周囲にあるものとする。
- (3) 建物は全く壁のない純ラーメン架構とする。階段もないものとする。
- (4) 建設地は大阪とし、地盤種別は第1種地盤とする。
- (5) 建物高さ(固有周期算出用)はGL+18.3mとする。
- (6) 表示階高は部材寸法とする(計算階高)。
- (7) 柱・梁は節点モーメントに対して断面算定を行う。

仮定断面 (cm)

梁	G1~G4	G5, G6	B1	柱	C1~C4
	B×D	B×D	B×D		B×D
RF	30×60	30×60	30×50	RF	—
5F	30×65	30×60	30×50	5F	60×60
4F	35×70	30×65	30×50	4F	60×60
3F	35×75	35×70	30×50	3F	60×60
2F	40×80	35×75	30×50	2F	65×65
1F	30×150	30×150	30×50	1F	65×65

[凡例] モデルA・B共通



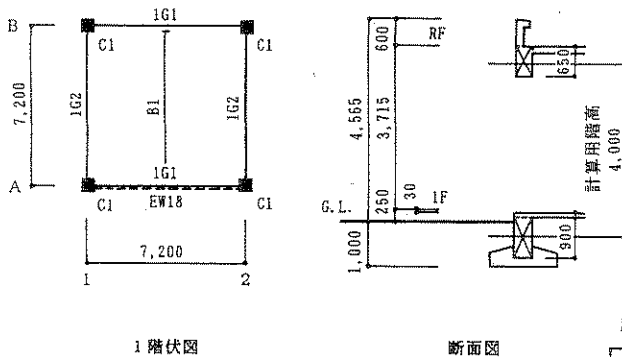
床荷重表 (kg/m²)

	D.L.	床・小梁用		架構用		地震用	
		L.L.	T.L.	L.L.	T.L.	L.L.	T.L.
屋根	450	180	630	130	580	60	510
一般床	400	300	700	180	580	80	480
バルコニー	400	180	580	130	530	60	460

使用材料

コンクリート: FC210
鉄筋: SD35 (D19以上), SD30 (D16以下)

モデルB



設計条件

- (1) 1階は構造床(置スラブ形式)とする。
- (2) 耐震壁(EW18)、柱、梁および床からなる骨組とする。
- (3) 簡単化するため階段、外壁、雑壁を無視する。
- (4) 建設地は大阪とし、地盤種別は第1種地盤とする。
- (5) 表示階高は部材寸法とする。
- (6) 梁・柱ともに主筋径をD22とする。
- (7) 設計ルートはルート③とする。
- (8) 想定地盤は理想化された砂質地盤とする。
- (9) 基礎形式は独立フーチング基礎による直接基礎とする。
- (10) 基礎底面位置において、N値15とし、地盤の許容地耐力として15t/m²(長期)、有効地耐力13t/m²とする。
- (11) 基礎の鉛直ばねを考慮する場合は鉛直ばね定数K=300t/cmとする。

床荷重表 (kg/m²)

	D.L.	床・小梁用		架構用		地震用	
		L.L.	T.L.	L.L.	T.L.	L.L.	T.L.
屋根	450	180	630	130	580	60	510
一階床	400	300	700	180	580	80	480

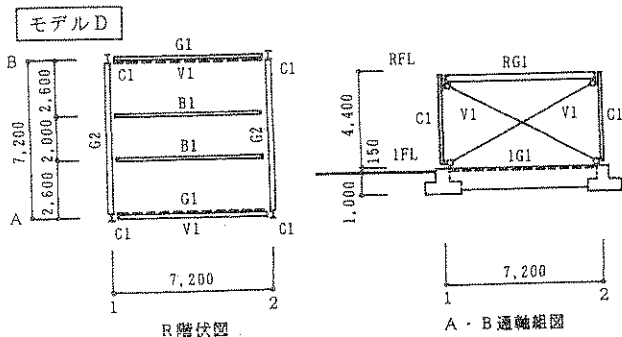
使用材料

コンクリート: FC210
鉄筋: SD35 (D19以上), SD30 (D16以下)

仮定断面 (cm)

梁	G1, G2	B1	柱	C1
	B×D	B×D		B×D
RF	35×65	35×65	RF	—
1F	40×90	35×65	1F	50×50

モデルC (省略)

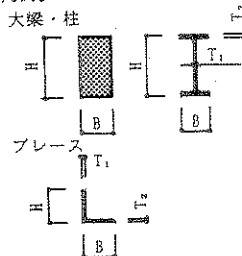


使用材料
 コンクリート：FC210
 鉄筋：SD35 (D19 以上) . SD30 (D16 以下)
 鉄骨：SS41

仮定断面

階	符号	部材 (mm)			
		H	B	T ₁	T ₂
R	G1	350	175	7	11
	G2	396	199	7	11
	B1	350	175	7	11
	C1	396	199	7	11
	V1	75	75	6	6
1	G1	900	400		
	G2	900	400		
	B1	700	300		

【凡例】



設計条件

- (1) 基礎は鉄筋コンクリート造、1階柱以上は鉄骨造とする。溶接部の強度低減は考えないものとする。
- (2) 柱脚はピンとする。
- (3) 1階床は構造床（置スラブ形式）とする。
- (4) 計算モデルは1層1スパンとし、X方向をブレース架構、Y方向を純ラーメン架構とする。
- (5) 簡単化するため階段、外壁およびそれらに付随する間柱、胴縁に類するもの、パラベット等は存在しないものとする。これにより、実情にそぐわない点が出てくるが、一切無視するものとする。
- (6) 階高、梁の継手詳細等は鉄骨詳細図（略）より読み取ることとする。
- (7) 積雪荷重、風荷重は無視し、鉛直荷重、地震荷重のみを考慮する。
- (8) 断面検定は柱、鉄骨梁について行うものとし、基礎梁については応力算定までとする。
- (9) 建設地は大阪、地盤種別は第1種地盤とする。
- (10) 屋根床にはデッキプレートをはせて型枠とし、床荷重は2方向スラブとして荷重を分担させる。
- (11) 鉄骨梁は全体の面内剛性を増すために鉄筋コンクリート造スラブと鉄骨梁との合成梁とするが、あくまで剛性確保のためとし、応力度の検定は純鉄骨造の梁として行う。

床荷重表 (kg/m²)

	D.L.	床・小梁用		架構用		地震用	
		L.L.	T.L.	L.L.	T.L.	L.L.	T.L.
屋根	540	180	720	130	670	60	600
一階床	420	300	720	180	600	80	500

(注) その他、設備荷重 10t (載荷位置など別途指示、省略)

そこで本稿は、手計算で容易に追跡できるような極めて単純な標準建物モデルを設定して、多数の実用構造計算プログラムについて試行計算を実施し、そ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をとらえ、その問題点の考察と将来のあり方への問題を提起しようとするものである。

2. 調査対象

我が国の代表的な市販・私有の一貫構造計算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造設計者に試行計算を依頼した。

調査対象とした標準建物モデルのうち、本稿では4ケースの一次設計部分について報告する。

文献6)では剛性率・層間変形角の検討を二次設計プロセスとしているが、ここでは慣用に従い一次設計に含めることとした。

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-1に示す。モデルA~Cについては手計算による試行計算結果が各1例含まれている。

各モデルの主な計算条件を表-2に示す。

3. 調査方法

試行計算を実施するにあたり、まず構造計算上の仮定や計算手法が結果に与える影響を把握するため、あらかじめモデルごとに支配的因子の選定と整理を行い、「アンケート用紙」にまとめた。

表-3 アンケート調査項目・選択肢数

項目数	モデル			
	A	B	C	D
一次設計	25	21	21	43
	43	—	40	28
選択肢数	62	81	85	193
	139	—	139	105

【注】選択肢については表-7・表-11を参照。

次に、各モデルのスパン・階高・部材断面・荷重・基礎などの計算データ・条件のほか、「計算結果記入用紙」と計算仮定や使用プログラムについての「アンケート用紙」を計算実施各社に送付し、担当者にこれらを直接記入してもらうこととした。

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、不明な点については担当者に電話・ファクシミリなどによるヒアリングを行い、プログラムミス・作成者の勘違い・入力ミスを極力なくするよう努めた。場合によって再度計算を依頼することもあった。このため、計算結果には単純入力ミスなどは排除され、各試行計算の担当者なりに適切であると判断されたものを採用した。

表-3に各モデルのアンケート調査項目数および選択肢数を示す。

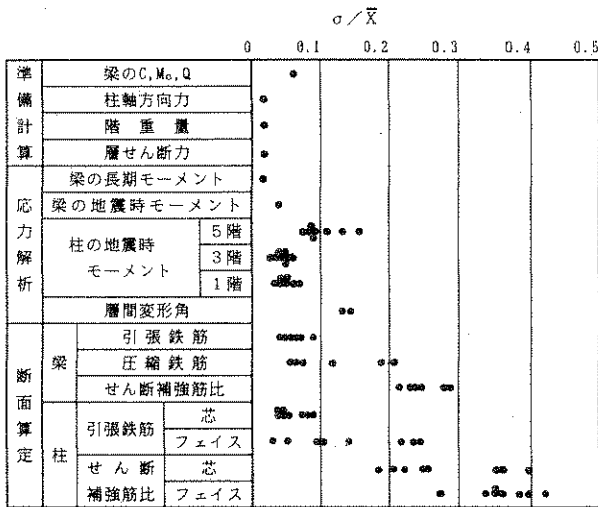
4. 調査結果および考察

4.1 モデルA

調査結果のうち、準備計算・応力解析・断面算定の代表的な項目について平均値 \bar{X} ・標準偏差 σ ・変動係数 σ/\bar{X} を求めた。各項目別計算結果の変動係数を図-1に示す。

結果を要約すると次のようになる。

- ① 準備計算 (CM_0Q_0 , 柱軸方向力, 地震力) でのばらつきは小さく, 変動係数で 10% 以内である。
- ② 応力は解法や考慮する変形因子が異なるにもかかわらず, すべての柱・梁部材について最大値と最小値の比をとっても最大 1.2 程度と差異は小さい。
- ③ 層間変形角は応力に比べて結果の差が大きい。
- ④ 梁の主筋本数は上階で一部 3 本程度の差が見られる



*1) サンプル数が 15 と少なく, 統計処理をするには若干問題が残るが, 本稿ではばらつきの傾向を把握するための参考としてあえて示した。

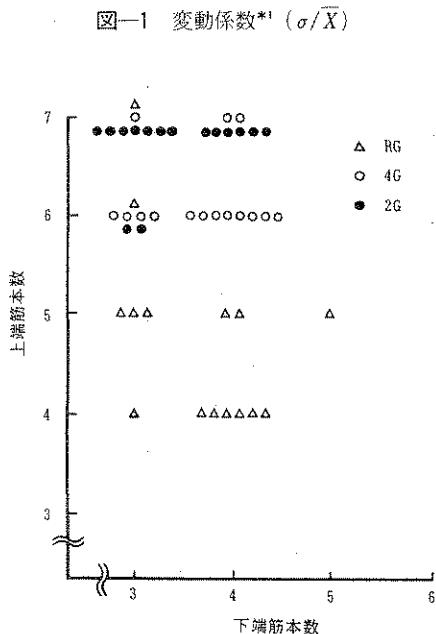


図-2 梁の主筋本数

ほかは, ほぼ鉄筋 1 本の差異である (図-2)。

⑤ 柱の主筋本数は下層になるほど大きくばらつき, とくに 1 階では主筋本数が 2 本から 11 本までの違いが生じている (図-3)。

⑥ せん断補強筋について最大値と最小値の比をとると梁で 1.5 程度, 柱では 3.0 以上となる (図-3)。

以上より, ばらつきは準備計算から応力計算までほぼ 2 割程度でおさまっているが, 断面算定 (検定) 結果では数倍にも及ぶことが分かった。

そこで, 応力解析・断面設計・層間変形角について異なった手法による差異を定量的にとらえるため, このモデルの諸元を基本データとして, 次のような因子の影響度を計算した。

(1) 応力解析

解析法と考慮する変形因子の影響を調べるため, 表-4 に示す組み合わせで応力解析を行った。解析ケース間の応力値の差異は本モデルの場合, 鉛直時応力解析, 水平荷重時応力解析の場合でそれぞれ 10%, 5% 程度であった。

(2) 梁・柱の断面算定

同一断面, 同一応力で 3 種類の計算プログラムを用いて梁・柱の断面算定を行った。主筋重心位置を $0.1D$ (D : 梁せい) とした場合とかぶり厚さから精算した場合による違いや腹筋比のとり方によって, 必要主筋本数 3~6 本に対して 1~2 本の差異が生じた。

また, 柱については主筋重心位置 d_i をパラメータと

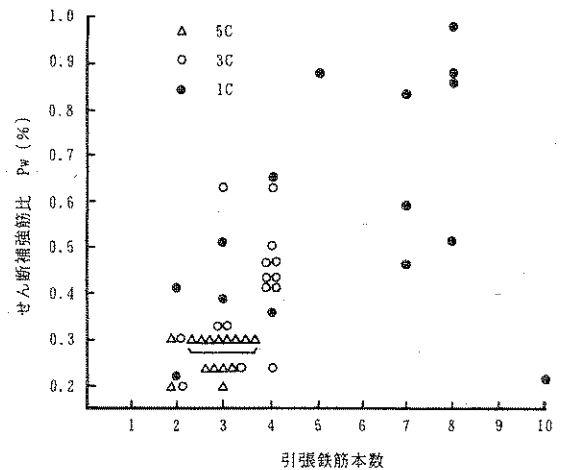


図-3 柱の主筋本数とせん断補強筋比

表-4 応力解析の組み合わせ

解析ケース	解析法		変形因子	
	鉛直荷重時	地震荷重時	軸方向	せん断
1	マトリクス法		考慮	無視
2	マトリクス法		無視	無視
3	マトリクス法		考慮	考慮
4	マトリクス法		無視	考慮
5	たわみ角法		無視	無視
6	固定モーメント法	D 値法	考慮	無視

表一五 条件の組み合わせによるせん断補強筋比(%) (モデルA)

Mu算定法		①センター指針-1 (6-3a~6-3c)					②センター指針-2 (6-3d~6-3f)					③学会規準精算式 (付20.19 ~20.41)					
せん断設計法		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	
X	C3	5	0.20	0.01	0.00	0.05	0.01	0.24	0.04	0.03	0.10	0.03	0.20	0.02	0.00	0.05	0.01
		4	0.55	0.17	0.07	0.31	0.16	0.66	0.27	0.27	0.45	0.27	0.56	0.18	0.07	0.32	0.17
		3	0.73	0.27	0.13	0.47	0.28	0.84	0.39	0.40	0.63	0.40	0.73	0.26	0.13	0.47	0.25
		2	0.56	0.11	0.03	0.26	0.12	0.66	0.19	0.21	0.38	0.21	0.56	0.11	0.02	0.26	0.13
		1	0.41	0.06	0.01	0.21	0.11	0.49	0.10	0.17	0.28	0.17	0.40	0.06	0.01	0.20	0.11
	C4	5	0.20	0.02	0.00	0.05	0.01	0.26	0.05	0.04	0.11	0.04	0.20	0.02	0.00	0.06	0.01
		4	0.59	0.19	0.08	0.35	0.19	0.70	0.29	0.29	0.49	0.29	0.59	0.19	0.08	0.35	0.19
		3	0.77	0.29	0.14	0.51	0.31	0.88	0.42	0.44	0.67	0.44	0.77	0.29	0.14	0.50	0.30
		2	0.59	0.12	0.04	0.29	0.15	0.70	0.21	0.14	0.41	0.24	0.59	0.12	0.04	0.29	0.15
		1	0.43	0.06	0.02	0.22	0.12	0.51	0.11	0.18	0.29	0.18	0.42	0.06	0.01	0.21	0.12

- A : 短期許容せん断式 RC規準⁷⁾ $Q_{su} = \{f_s + 0.5 \cdot f_c \cdot (p_w - 0.002)\}$
- B : 終局耐力式 6-4a式⁸⁾ $Q_{su} = \alpha Q_{su} + 0.1 \sigma_o \cdot b \cdot j$ αQ_{su} の下限値 (係数 0.053)
- C : 終局耐力式 " " " αQ_{su} の中間値 (係数 0.0679)
- D : 終局耐力式 6-4b式⁸⁾ $Q_{su} = (0.9 + \sigma_o / 250) \alpha Q_{su}$ αQ_{su} の下限値 (係数 0.053)
- E : 終局耐力式 " " " αQ_{su} の中間値 (係数 0.0679)

してそれによる必要主筋量の差異を調べたほか、圧縮主筋断面積をコンクリート断面から控除するかどうかの違いについても検討した。その結果、主筋重心位置が1.0 cm変化すると、コンクリート圧縮で決まる範囲で必要主筋量に約10%の差異が生じたほか、断面算定位置(節点・フェイス)の違いによっても必要主筋量に影響が出た。なお、圧縮鉄筋をコンクリートから控除しても、低軸方向力時には影響はほとんどないことが分かった。

(3) 柱のせん断設計

設計用せん断耐力計算に使用する曲げ終局強度計算式およびせん断耐力式の組み合わせにより、せん断補強筋量にどの程度差異が生じるかを柱頭・柱脚に降伏ヒンジができる状態に限定して算定した(表一5)。

曲げ終局強度 M_u の算定法による違いはほとんどなく、せん断耐力式の選択、とくにAの短期許容せん断耐力式を用いるかB~Eの終局耐力式を用いるかで結果が大きく分かれることを確認した。

(4) 層間変形角

水平荷重時の層間変形角に影響を与える因子をあらかじめ抽出し、同一プログラムを用いて考慮する因子の組み合わせを変えて比較計算を行った結果の一部を表一6に示す。

使用したプログラムの仕様および設定条件は次のとおりである。

- ① 解析方法 ; マトリクス法 (立体)
- ② 柱軸変形考慮の場合 ; 剛域の部分も軸方向の変形を考慮
- ③ せん断変形考慮の場合 ; $K=1.2$
- ④ 剛域考慮の場合 ; 剛域の長さの計算方法は学会RC規準による
- ⑤ 梁のスラブによる剛性 ; すべて同一とする

割増係数 ϕ

結果によると、因子別の影響度では剛域考慮の有無が最大であり、20%以上の差が生じている。また、梁の割増係数 ϕ の影響度も大きい。

表一六 因子別層間変形角の比較 (モデルA)

解析ケース	1	2	3	4	5	6	7	
柱軸変形	無視	考慮	無視	無視	無視	無視	考慮	
せん断変形	無視	無視	考慮	無視	無視	無視	考慮	
剛域	考慮	考慮	考慮	無視	考慮	考慮	無視	
割増係数	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	
X方向	5	1/1195	1/1138	1/1104	1/999	1/966	1/697	1/556
	4	1/882	1/852	1/809	1/723	1/728	1/541	1/428
	3	1/802	1/781	1/728	1/636	1/669	1/505	1/389
	2	1/896	1/878	1/804	1/696	1/748	1/567	1/426
	1	1/1238	1/1225	1/1085	1/753	1/1084	1/872	1/532

表一七 計算手法・モデル化

計算手法・モデル化		計算ケース数		
		モデルB	モデルC	
解析のモデル化	立体・擬似立体骨組	4	10	
	平面骨組	5	10	
地震荷重に対する応力解析法	マトリクス法	6	17	
	固定モーメント法	2	1	
	D値法	1	2	
基礎ばねの扱い	考慮する	4	10	
	考慮しない	5	10	
耐震壁のモデル	ブレース置換	5	14	
	エレメント置換 ¹⁾	1	1	
	青山モデル ¹⁾	0	1	
	線材置換	0	1	
	せん断ばねのみを考慮したモデル	2	1	
	n倍法	1	2	
ねじれ補正係数 $\alpha < 1.0$ の扱い	α 値をそのまま採用	2	4	
	$\alpha = 1.0$ とする	3	2	
	ねじれ補正前の各フレームの剛性評価法	全フレームを剛床並進の仮定に基づいて応力解析した後の Q/δ	3	3
		全フレーム別々に水平力を仮定し応力解析した後の Q/δ	1	2
		D値法による	1	1
ねじれ補正後のはりの応力算出法	上下の柱の応力をもとの梁の応力比で分配する	1	2	
	上下階のねじれ補正係数の大きい方をもとの梁の応力に乗ずる	2	2	
	ねじれ補正後の水平力で再度解析する	2	2	

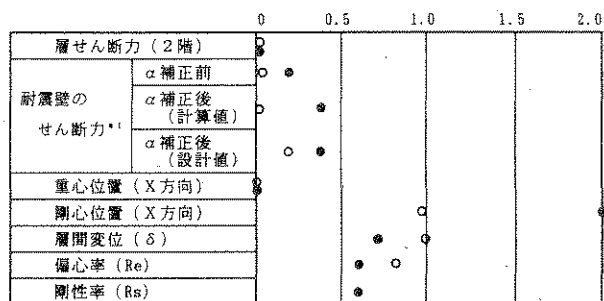
柱の軸方向変形、柱・梁のせん断変形考慮の有無は今回の計算モデルでは影響度は低い。

以上より、各因子の組み合わせによって最大値と最小

表-8 モデルC X方向各社計算結果の比較

モデル	基礎ばね	ケース No.	層せん断力 (2F) (t)	壁の設計用せん断力 (t)		重心・剛心位置 (2F) (m)		層間変位 (2F) (cm)	偏心率 (2F)		剛性率 (1F)	
				α補正前	α補正後	重心 l_x	剛心 l_y		Re	判定	Rs	判定
立体・擬似立体系	考慮	1	14.8	-	10.4	3.39	0.61	0.069	1.08	×	0.42	×
		2	15.5	-	11.3	3.38	0.58	0.105	1.11	×	0.67	○
		3	14.8	-	10.6	3.37	0.52	0.138	1.19	×	0.62	○
		4	14.8	-	10.5	3.37	0.58	0.130	1.10	×	0.63	○
		5	14.9	-	10.8	3.38	0.60	0.114	1.08	×	0.66	○
		6	14.8	-	10.4	3.37	0.76	0.058	1.02	×	0.48	×
	無視	7	15.1	-	11.1	3.33	1.83	0.047	0.71	×	0.32	×
		8	14.8	-	11.0	3.37	0.13	0.105	2.61	×	0.55	×
		9	14.9	-	11.0	3.38	0.18	0.084	2.27	×	0.58	×
		10	14.8	-	10.8	3.37	0.19	0.013	2.34	×	0.16	×
平面系	考慮	11	14.8	15.9	-2.7	3.39	-0.61	0.061	2.99	×	0.40	×
		12	14.6	13.7	13.7	3.41	0.42	0.047	1.33	×	0.27	×
		13	14.8	13.6	13.6	3.42	0.56	0.048	1.17	×	0.35	×
		14	14.9	12.9	9.8	3.39	0.98	0.056	0.78	×	0.27	×
	無視	15	14.9	20.7	20.7	3.38	-1.30	0.020	1.46	×	0.10	×
		16	14.6	14.3	14.3	3.41	0.12	0.012	2.78	×	0.08	×
		17	14.8	14.5	14.5	3.42	0.16	0.012	2.45	×	0.12	×
		18	14.8	17.1	7.6	3.38	-1.12	0.005	1.50	×	0.05	×
		19	14.8	13.3	10.6	3.38	0.72	0.004	4.88	×	0.04	×
		20	14.9	10.4	8.0	3.38	1.08	0.088	0.71	×	0.41	×

(注) ・上表中の層間変位は剛性率算出用を示す。
 ・αはねじれ補正係数を示す。
 ・すべての計算ケースにおいて耐震壁のせん断剛性低下はないものとしている。
 ・判定欄の×は偏心率>0.15、剛性率<0.6の場合を示す。



【凡例】 ○ モデルB (9ケース) ● モデルC (20ケース)

*1)耐震壁のせん断力における試算値と設計値の相異はαの1.0未満の扱いによる。

図-4 変動係数

値の比で1.6程度の差が生じており、一般の建物ではその差がもっと広がるものと推察できる。

4.2 モデルBおよびモデルC

純ラーメン架構のモデルAに続き、モデルB・Cでは偏在した耐震壁を含む耐震壁付ラーメン架構を扱うこととした。

また、モデルAですでに検討した内容との重複を避けるために耐震壁を含むX方向を検討対象とし、応力計算部分と現行設計法の主要な耐震指標である層間変形角や剛性率・偏心率について各社計算結果の比較検討を行った。

各社より回収したアンケートをもとに、計算仮定・モデル化の手法について整理したものを表-7に示す。

表-8にはモデルCの計算結果のうち、2階設計用層せん断力・耐震壁の設計用せん断力・2階X方向重心

表-9 計算実施プログラムで採用している用語の定義

用語	手法・定義	計算プログラム該当数
重心	上層階の単純累積重量の中心 (積載荷重は地震用)	4
	上層階の単純累積重量の中心 (積載荷重はラーメン用)	3
	長期応力解析後の柱軸力の中心	4
剛心	各フレームの水平剛性 (Q/δ) の中心	6
	各鉛直部材の水平剛性 (Q/δ) の中心	5
偏心	加力直交方向の水平変位が零となる点として幾何学的条件から算出	1
層間変位	剛心位置の層間変位	3*1, 3*2
	重心位置の層間変位	0, 1
	各フレーム層間変位の平均値	2, 2
	各フレーム層間変位の最大値	1, 0
平面骨組系	層せん断力/全水平剛性	6, 6

[注] *1) 層間変形角のチェックに用いる場合
 *2) 剛性率の計算に用いる場合

表-10 ばらつきを主な要因

記号	ばらつきの主な要因	備考
a	架構のモデル化 (平面骨組系と立体骨組系)	表-7参照
b	応力解析の方法	
c	基礎ばねの無視・考慮	
d	耐震壁のモデル化・剛性評価の方法	
e	ねじれ補正前の各フレーム剛性評価法 (平面骨組系)	
f	ねじれ補正係数αの1.0未満の扱い (平面骨組系)	表-9参照
g	重心の計算法	
h	剛心の計算法	
i	層間変位の定義 (層間変形角検討用、剛性率計算用)	

と剛心位置・層間変位・偏心率・1階の剛性率を示す。

また、これらの指標について求めた変動係数を図-4に示す。表-9には重心・剛心の計算法と層間変位の定義についての各社プログラムの相異を示す。

以上の差異の主な要因をまとめて列挙したものが表-10である。表-10の結果を要約すると次のとおりであ

る。

[1次設計用層せん断力]

① モデルB, Cとも数値の差異はほとんどない。

[耐震壁の設計用せん断力]

② ばらつきの要因に表—10, ④~⑥が挙げられる。

③ モデルBの場合, 耐震壁の剛性評価や基礎ばねの扱いがケースによって異なる(③, ④)が, せん断力にほとんど差は見られない。これはモデルの耐震壁の剛性が柱に比べて非常に大きいこと, 直交フレームのねじれ剛性が小さいことに起因する。

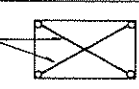


④ モデルBに比べて表—8に示すモデルCの差異が大きいのはモデルCが2層であるため, 表—10に示す要因⑥が顕在化したことによると思われる。

[重心位置]

⑤ プログラムによって計算法に相異が見られた(⑤)が, モデルB, Cとも計算結果はほぼ一致する。

[剛心位置・偏心率]

表—11 計算手法・モデル化の概要

質問項目	選択肢		
準備計算	構造計算用階高の設定	・はり～はり芯 ・FL～FL間 ・はり芯～ベースプレート間 ・はり端～ベースプレート間 ・その他	7 0 8 1 2
	はりの剛性増大率	・合成効果無視 ($\phi=1.0$) ・合成効果考慮 (正曲げ値) ・合成効果考慮 (正負曲げ平均値) ・合成効果考慮 (略算値)	3 2 2 11
応力解析	H形鋼・角形鋼管などの断面積・断面2次モーメントの求め方	・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 ・内部計算 (フリット・アーム部を考慮) ・内部計算 (フリット・アーム部を無視) ・直接入力	12 2 4 0
	ブレースのモデル化	・方法a  ・方法b  ・方法c  A:フル断面積	0 12 6
断面設計	部材設計用モーメント	長期・節点 ・フェイス 短期・節点 ・フェイス	17 1 9 8
	許容曲げ応力度の補正係数C	・S造規準 ^{*)} (5.7) (5.8) 式 ・S造座屈指針 ^{*)} (11.3) 式 ・無視 (C=1.0)	13 0 5
	幅厚比を満足しない場合のAe・Ze 算定用断面積	・有効部分のAe・Zeを考慮 ・全断面有効	14 4
	柱の座屈長さ	・A.I.S.C. (理論値) ・A.I.S.C. (推奨値) ・S造塑性指針 ^{*)} (図6.21) ・直接入力	1 1 9 7
設計	曲げ応力検討時のボルト穴欠損	・考慮 ・無視	15 3
	スカラップ	・考慮 ・無視	10 8
	層間変形角算出用階高	・構造計算用階高 ・FL～FL間	15 3

⑥ 剛性評価法(①~⑤)や剛心の計算法(⑥)によってモデルB, Cとも大きくばらついている。

[層間変位・剛性率]

⑦ 剛性評価法や層間変位の定義(①)の相異により, モデルB, Cとも結果に大きな開きが生じている。

⑧ モデルCで1階剛性率の制限を満足する場合は, 20ケース中4ケースあった。これは層間変位の定義の相異と基礎ばねの有無に起因すると考えられる。

4.3 モデルD

モデルDでは鉄骨造架構を取り上げ, 計算仮定のほか, 座屈長さ・ブレースの取扱い方など鉄骨造特有の因子のばらつきについて比較検討した。また, 部材に過小断面を与えてプログラムのウォーニングシステムの機能も調べることとした。

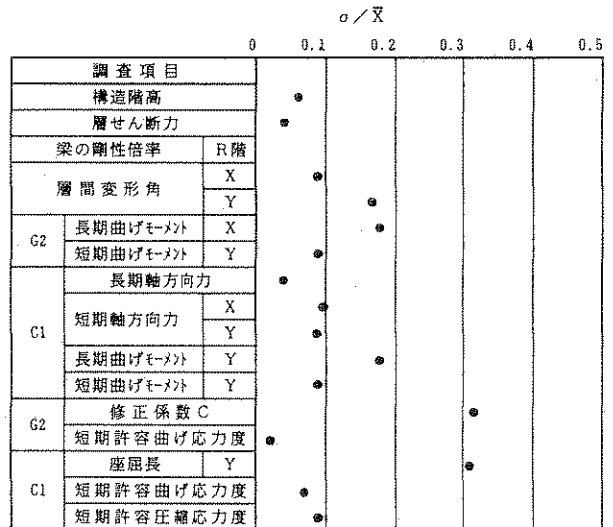
各社より回収したアンケート結果から計算手法・モデル化について整理したものの一部を表—11に, また各社計算結果¹⁾を変動係数の形で図—4に示す。

図—4に示した結果の差異の主な要因をまとめると表—12の6項目に大別できる。表—12に基づいて結果を要約すると次のとおりである。

[部材応力]

① X方向(ブレース方向)では主に表—13, ④に起因して地震時柱軸方向力に約2倍の差異が生じている。

② Y方向(ラーメン方向)ではSB梁端部長期モーメントで5.90~13.4tm, 短期モーメントで14.7~20.3



図—5 変動係数

表—12 ばらつきの主な要因

記号	ばらつきの主な要因	最大値/最小値
③	層せん断力算定値	1.17
④	構造階高 ^{*)}	1.18
⑤	大梁の剛性倍率	3.62
⑥	ブレースのモデル化(本数)	2.00
⑦	許容曲げ応力度の補正係数	2.30
⑧	柱の座屈長さ	2.51

[注] *1) 層間変形角算定用の階高を別に設定しているものもあった。

tm とばらついている。要因としては①～③が考えられる。

[層間変形角]

③ X 方向で1/1659～1/1131, Y 方向で1/267～1/145となっており, その要因として①～③が挙げられる。

[許容応力度]

④ 大梁の許容曲げ応力度 f_b は2.16～2.40 t/cm², 柱の f_b は1.79～2.40 t/cm²となっており, 許容曲げ応力度の補正係数(⑥)のほか, 柱ではとくに構造計算用階高(⑦)がばらつきの要因となる。

⑤ 柱の許容圧縮応力度 f_c は1.29～1.50 t/cm²で, 座屈長さ(⑧)の算定が要因として考えられる。本ケースでは f_c がブレース方向で決まっているため, この影響は少ない。しかし, ラーメン方向の座屈長が3.98～10.0 m と出ているように, 大きなばらつきの要因となる可能性は十分考えられる。こうした許容応力度の大きな差は基本的にどの理論式を採用するかの問題であるといえよう。

このほか, 計算結果のウォーニングシステムの作動状況についても調査を行ったが, 建築基準法施行令・告示・通達の条文抵触検出機能に限ってみても, かなり不十分であったことを付記しておく。

5. まとめ

以上, 極めて単純な標準建物4ケースを用いた調査の結果と考察の主な内容は次のようにまとめられる。

- 1) 準備計算(CM₀Q₀, 柱軸方向力, 地震力など)結果の差異は小さい。
- 2) 応力解析結果での応力は, 純ラーメンの場合比較的差異が小さいのに対し, 耐震壁付ラーメンでは非常に大きい。また, 変位は純ラーメン・耐震壁付ラーメンとも大きな差異が生じている。これは, 部材剛性評価法(梁のスラブ評価や耐震壁の剛性評価など)や応力解析の手法(部材の変形因子や建物のねじれの扱いなど)に多種・多岐にわたる選択肢が現実に存在するためである。
- 3) 法令運用上の基準となる層間変形角・剛性率・偏心率にも非常に大きな差異が見られる。要因としては, これらの指標すべてがばらつき幅の大きい応力解析結果をもとに算定されること, 算定法自体が厳密に定義されていないことが挙げられる。
- 4) 断面算定結果では, とくにRC造ルート②-3の柱せん断補強筋やS造の許容座屈応力度(曲げおよび圧縮)などにおいて, その算定法に幾通りもの考え方があることにより, 大きな差異が生じている。
- 5) 明らかに構造細則に抵触しているのにメッセージが出力されないなど, 法令・学会規準に規定される構造細則のチェックやウォーニング・システムの不完全なもの

が多かった。

以上, これらの標準建物データを用いることにより, 一貫構造計算プログラムの内容を比較的容易に抽出できることを示した。

6. 結論

以上に示したように, 一貫構造計算プログラムのアルゴリズムや入力にあたっての選択肢が多数存在する以上, その計算プロセスが膨大な数にのぼり, 計算結果に大きな相違を生じるのは宿命的であり, 避けられない。設計者はこれら選択肢の意味と定量的把握が必要である。

本稿の結果は, 我が国の構造設計の実態をある切口で示しているものとする。実務設計者にとりとりあえずは, 層間変位角や偏心率など法規制の対象となる諸量の定義をもっと厳密にするか簡略化することが望まれる。一方, 一貫構造計算プログラムの設計にあたっては, 計算経過の節目となるデータ, すなわち監査証跡がきちんと出力されること, ウォーニング・システムを完備して表示を分かりやすくすること, 構造細則を網羅的にチェックすること(またはチェックしていないことを明確にすること)が必要であろう。

序で述べたように, 一貫構造計算プログラムの第三者利用が普及し, マンモス・プログラムの内容を知悉できないユーザー(設計者)が「アウトプット=構造設計結果」として実設計を進めていくことが多くなっている。また, 現在なお計算規準指針などが増殖しているが, 将来これらが次々に一貫構造計算プログラムに組み込まれてさらにマンモス化していくことが考えられる。

現実の建物は本稿で扱ったモデルより遥かに大きく複雑であり, ばらつき幅もさらに大きくなる可能性がある。設計者の知力には限界があり, アルゴリズムを理解しアウトプットと格闘することに集中することで, 二次部材の検討や構造監理が手薄にならざるをえず, 規基準類が整備・高度化される一方で, 非常時のみならず常時荷重時に対しても危険な建物が累積するということになりかねない。

構造設計は安全性・供用性・耐久性・美観性など多面的な検討の結果を, 勘と経験と決断をもって行われるべきものであり, 構造計算結果はその安全性の検討にあたっての一情報であるとする。すなわち, 実際の安全性の検討は, 一貫構造計算プログラムに記述されている計算論理が建物のライフサイクルに遭遇するすべての自然現象を扱っていない以上, 安全性の検討だけに限っても, 一貫構造計算プログラムのアウトプットだけでなく, 既往の災害現象・長期間存在する建造物・被災建物・障害建物・実験結果・実測結果・他のプログラムによる計算結果・概算結果などを参考に, 各々の結果を総合・修

正して行ふべきものであると考える。

以上の視点にたつて一貫構造計算プログラムはクリアボックスの限度を超えるほどに巨大化するべきではないと考える。また、設計計算法の作成にあたっては単純明快を目指し、原則的には手計算を前提に考えるべきであると考える。

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（社）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（財）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、（株）エース構造設計増田広見氏（当時（株）内藤設計）のご意見をいただいた。

さらに、共同研究者として泉 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) 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
- 2) 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
- 3) 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
- 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
- 5) 技術委員会コンピュータ部会：報告・構造設計におけるコンピュータの利用状況アンケート集計報告—その1—，構造家懇談会・structure第27号，pp.88～93，昭和63年7月，同一その2—第29号，pp.72～79，平成1年1月
- 6) 日本建築センター：構造計算指針・同解説・1981年版および1986年版，昭和56年2月・昭和61年5月
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説・1982年版および1988年版，昭和61年5月・昭和63年7月
- 8) 日本建築学会：鋼構造設計規準，昭和43年5月
- 9) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，昭和55年9月
- 10) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，昭和50年11月
- 11) 須藤福三，青柳 司，堀井昌博，和田 章，小山 守：ビル建築構造自動処理システム“BUILDING RC/SRC/S”その2，日本建築学会学術講演梗概集，pp.823～824，昭和51年10月
- 12) 青山博之，壁谷沢寿海，和泉信之：鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発（その5），日本建築学会学術講演梗概集，pp.1463～1464，昭和53年9月
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 原器建物研究会：鋼構造・鉄筋コンクリート造建築構造計算についての考察（その3），平成2年2月
- 16) 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
- 17) 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

(1990年10月9日原稿受理，1991年1月28日採用決定)