

論文

[2016] 強度と剛性が急変する鉄筋コンクリート骨組の地震応答性状

正会員 ○服部敦志 (筑波大学大学院)

正会員 今井弘 (筑波大学構造工学系)

1. はじめに

RC構造物では、一般に幾つかの層ごとで同一の断面寸法や配筋、コンクリート強度等が決定されている。それに伴い、それらの境界の部分では強度及び剛性が変化し、地震時に変形が集中すると共に構造物全体としての挙動も連続性が損なわれたものとなる可能性がある。

そこで本研究では、具体的に25層及び6層のRC骨組を取り上げ、部材の曲げ耐力を急変化させた部分を設定すると同時に柱梁強度比を数種類に変化させ、地震時に骨組が示す挙動を検討した。また特に6層骨組では、設計外力分布の違いによる部材の必要耐力の差が応答に与える影響も検討した。

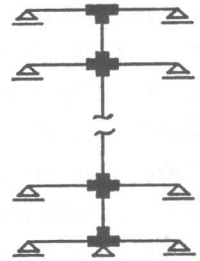


図-1 対象骨組

2. 対象骨組

骨組は図-1に示すように無限均等フレームから柱1本とそれに取り付く梁を、梁の中央から切りだしたモデルとした。また用途は25層骨組では共同住宅を、6層骨組では事務所を想定した。

表-1 骨組の設定値(25層)

部材断面寸法			
柱		梁	
層	B x D	階	B x D
16~25	750x750	16~R	500x750
5~15	850x850	5~15	600x800
1~4	900x900	2~4	650x800
			地中 1000x6000
階高	1層 .. 4.0m 2~25層 .. 2.8m		
軒高	71.2 m		
スパン	5.4 m		
コンクリート強度 (kgf/cm ²)		21~25層...270 16~20層...360 11~15層...390 1~10層...420	
ヤング率 (t/cm ²)		E _C =210 E _S =2100	

1と表-2にそれぞれの骨組の設定値を示す。

3. 解析仮定

3.1

25層骨組

ベースシヤ一係数 $C_B (=R_t \times 0.3) = 0.204$ の逆三角形外

力分布に対し弾性解析を行い、その時に得られた梁端部の応力を必要耐力値と定義し、特に16層部分で梁の耐力を必要値よりも下げて設定した。具体的には柱の耐力は、16層以上の部分で柱梁強度比を数種類に変化させ、節点における梁耐力の和を柱頭、柱脚の部材強度に振り分ける際、各層における反曲点高比が一様に0.5となるように設定した。図-2に柱梁節点位置での梁の耐力の設定値(低減率の定義)を示す。

表-2 骨組の設定値(6層)

部材断面寸法			
柱		梁	
層	B x D	階	B x D
5,6	650x650	6,R	350x800
3,4	700x700	4,5	425x800
1,2	750x750	2,3	500x800
			地中 500x1600
階高	3.5 m		
軒高	21.0 m		
スパン	7.0 m		
コンクリート強度 (kgf/cm ²)		240	
ヤング率 (t/cm ²)		E _C =210 E _S =2100	

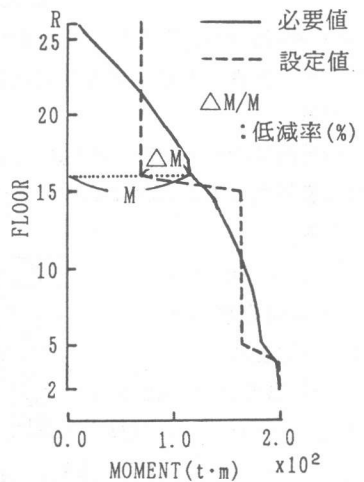


図-2 梁耐力の設定値(25層)

3. 2 6層骨組

2種類の骨組を設定した。

(1) [TYPE1] 設計用地震外力を A_i 分布として必要曲げ耐力のみを満足するような終局強度設計では、上層部分に変形が集中することが予備地震応答解析で確認された。これは上層部分の耐力が不足しているためと考えられ、設計外力分布は頂部がさらに大きくなるようにすべきである。そこで、頂部集中と逆三角形を組み合わせたベースシャー係数 $C_B=0.3$ の外力分布（1層の層せん断力の0%, 10%, 20%, 30%を最上階に加力し、残りを逆三角形に分配した4種類を設定）に対し弾性応力を求め部材耐力を決定した。この際、梁の耐力は弾性応力時のものを用い、また柱の耐力は柱梁強度比を一律に1.3として、節点における梁の耐力の和を弾性応力の比率で分配し設定した。図-3に設計外力分布の仮定を示す。

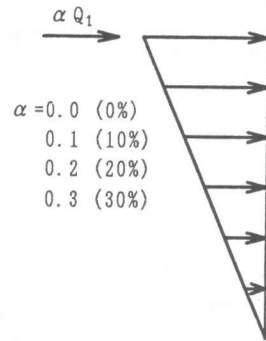


図-3 設計外力分布の仮定

(2) [TYPE2] 10%頂部加力型の設計外力に対して得られた梁端部の応力を必要値とし、その必要値に対して6層部分に急激な変化を持たせて梁の耐力を設定し、柱梁強度比を数種類に変化させて応答を検討した。図-4に柱梁節点位置での梁の耐力の設定値を示す。

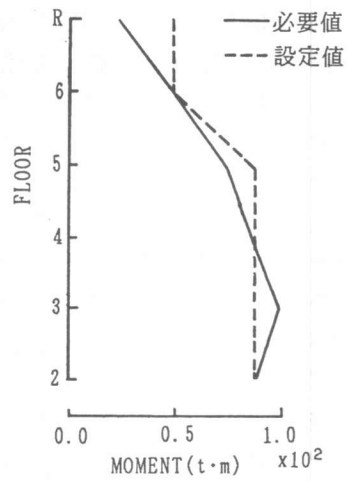


図-4 梁耐力の設定値(6層)

なお、部材の耐力の余裕率は表-3に示す通りである。

3. 3 解析上の諸仮定^{1), 2)}

(1) 耐力算定式は以下を用いた。

- ・ 曲げひび割れモーメント $M_c = (1.8\sqrt{F_c} + \sigma_g) Z_g$
- ・ 曲げ降伏時の剛性低下率 $\alpha_v = 0.3$
- ・ せん断ひび割れ耐力

$$Q_c = k_c (500 + F_c) \left\{ \frac{0.085}{M/Qd + 1.7} \right\} b_j$$

- ・ せん断降伏時の変形角 $\gamma_v = 4 \times 10^{-3}$ (rad)

(2) 復元力特性は曲げ、せん断共に武田モデルとする。

(3) 積分法はNewmarkの β 法 ($\beta=0.25$) とする。

(4) 減衰行列は瞬間剛性に比例する内部減衰型とする。

$$[C] = (2h/\omega_1) [K]$$

h: 減衰定数 (=3%)

(5) 入力地震波

入力地震波はTohoku Univ. 及びEl Centro の2種類

表-3 部材耐力の余裕率

6層	ΣcMu	= 1.3 (TYPE1)
	ΣbMu	= 1.3, 1.5, 1.8, 2.0 (TYPE2)
25層	ΣcMu	$\geq 1.3 \sim 2.0$ (16層以上)
	ΣbMu	= 1.3 (15層以下)
6層	柱	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} = 1.3$
25層	梁	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} = 1.1$

表-4 入力地震波

入力地震波	最大加速度	最大速度	$\sqrt{a^2 + v^2}$	成分
Tohoku Univ.	203 gal	27.6 kine	368 gal	東西(EW)
El Centro	342 gal	33.5 kine	511 gal	南北(NS)
入力最大速度	$\sqrt{a^2 + v^2}$ (50 kine)			
入力時間	15秒間入力			
時間刻み	0.005秒 (15秒間で3000step)			

として、レベル2 (最大速度50kineの15秒間強制振動) の入力を行って応答値を検討した。表-4に入力地震波の詳細を示す。

4. 解析結果

4.1 25層骨組

(1) 16層柱脚及び17階梁端部の塑性率

設定した梁及び柱の耐力が必要値に対して小さいことに伴い、一部分の柱に降伏が認められた。特に部材耐力が急変する16層柱脚と17階梁端部の応答値が大きくなる。そこで、梁の耐力の低減率（図-2参照）と柱梁強度比の変化に伴う耐力急変部の塑性率の差異を検討し、図-5と図-6に示す16層柱脚、17階梁端部の塑性率の状況から以下の知見が得られた。

(a) 16層柱脚の塑性率は、梁の耐力が低減するにつれて大きくなっていくが、柱梁強度比の増加によってその値はある程度抑制できる。しかし、柱脚に降伏を起こさないようにするためには、低減率は10%~20%程度以下としなければならない。

(b) 17階梁端部の塑性率は柱梁強度比にはほぼ無関係で、梁の耐力の低減率のみに依存する。しかし低減率が40%の場合でも強度比が1.7程度あれば塑性率は4.0以下に収まっており、梁に関しては局部的な大変形は起きない。

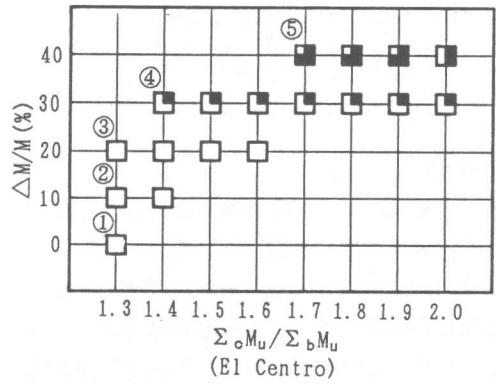
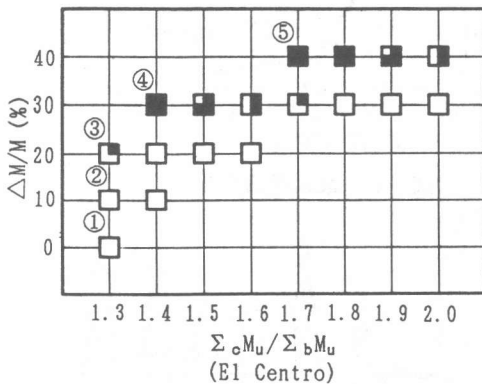
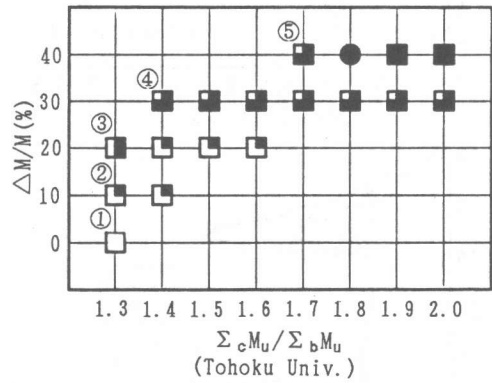
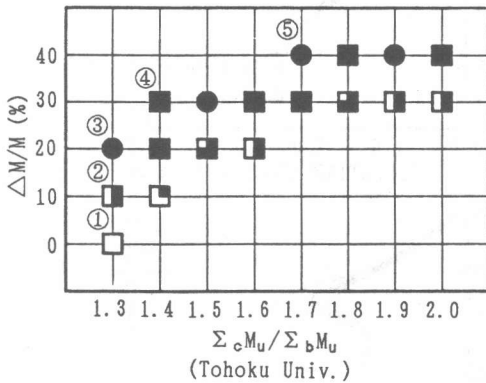


図-5 16層柱脚の塑性率

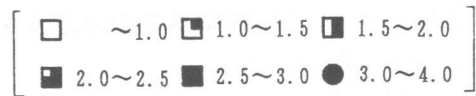


図-6 17階梁端部の塑性率

(2) 最大層間変形と梁端部の塑性率

最も危険側の5種類（図-5と図-6に示す①、②、③、④、⑤）について梁端部の塑性率と最大層間変形を調べた。図-7に梁端部の塑性率、図-8に最大層間変形（静的弾性解析結果を

含む)を示す。16層(梁耐力を低減させた部分)に変形が集中するが、最大層間変形角は1/100以下、梁端部の塑性率は4.0以下となっており、レベル2の地震波に対する耐震性能はほぼ確保されている。また最大層間変形は、静的弾性解析時と地震時における応答値が比較的類似していることが確認される。

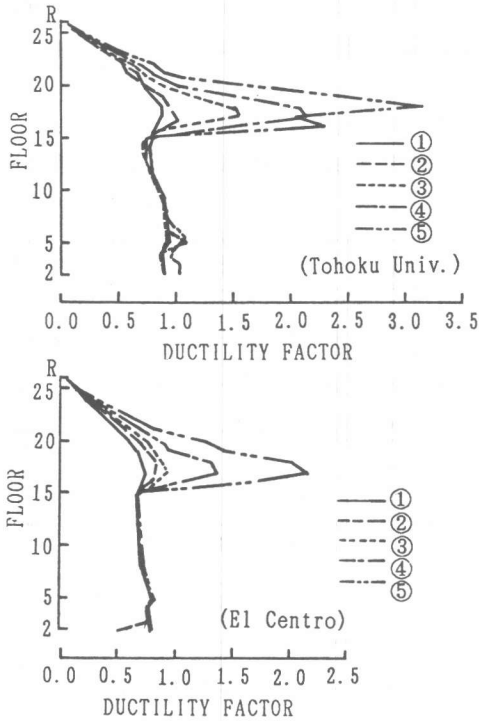


図-7 梁端部塑性率

(3)時刻歴応答変位

最も応答値の大きい⑤の時刻歴応答変位(6, 12, 18, R階床位置)を図-9に示す。

曲げ耐力を低減して柱の一部が降伏しても、構造物は明瞭な一次モードの振動形を示していることが認められる。これは、柱脚と柱頭が同時に降伏しないため局所的な層崩壊には至らなかったものと考えられる。

4. 2 6層骨組

[TYPE1]

(1) 設計外力分布の違いによる応答値の差異

図-10及び図-11に、設計外力分布の違いによる梁端部の塑性率と最大層間変形(静的弾性解析結果を含む)の応答値の差異を示す。

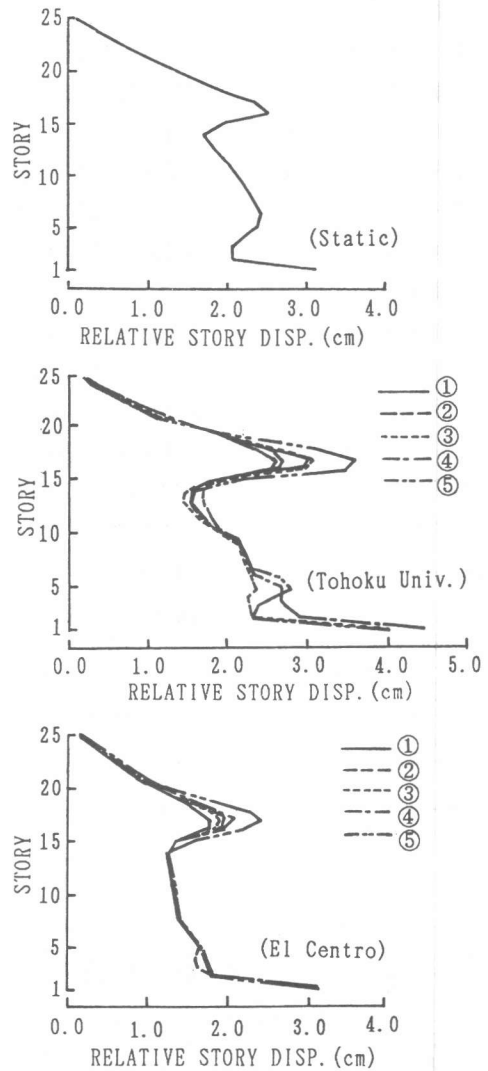


図-8 最大層間変形

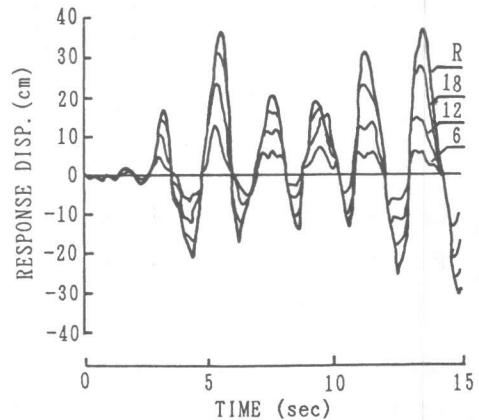


図-9 時刻歴応答変位 (Tohoku Univ.)

梁端部の塑性率を見ると、逆三角形分布のみの設計外力では上層部分に過度の変形集中が起きており、1層の層せん断力の10%程度を頂部に加力した外力分布を用いて設計した方が安定した変形となっている。また、最大層間変形角は1/100を上回る部分が大半を占め、低層建物ではレベル2の地震波に対する判定基準が厳しいものであることが確認される。

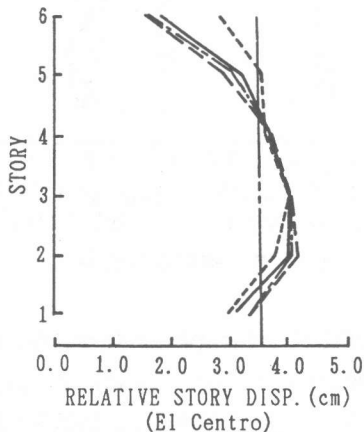
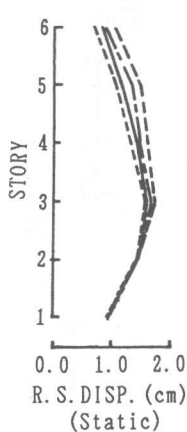
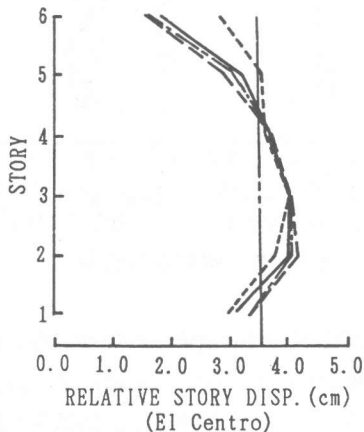
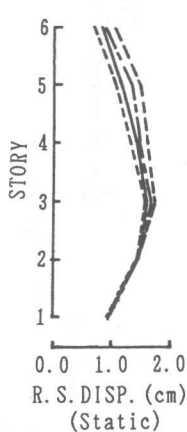
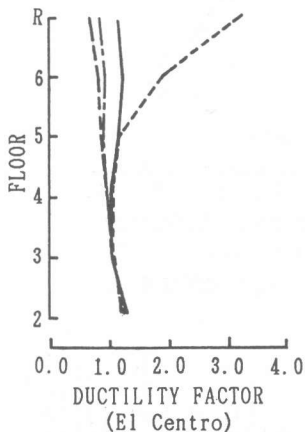
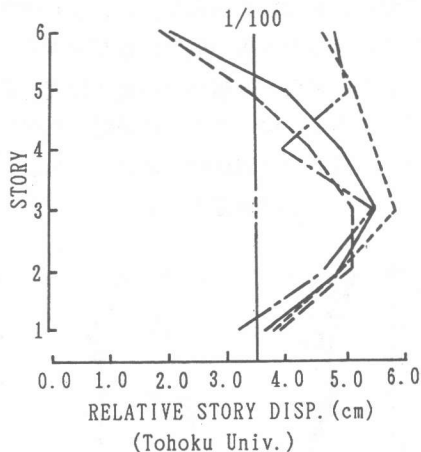
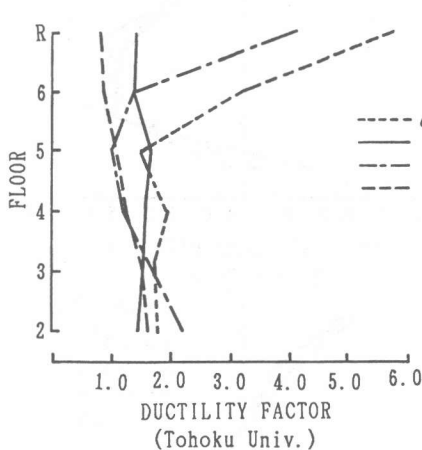


図-10 梁端部塑性率

図-11 最大層間変形

(2) 柱梁強度比の違いによる応答値の差異 [TYPE2]

図-12に柱頭、柱脚の塑性率を示す。柱梁強度比が1.3、1.5の時には上層または低層部分で降伏を起こしており、1.8程度以上で安定することが確認される。

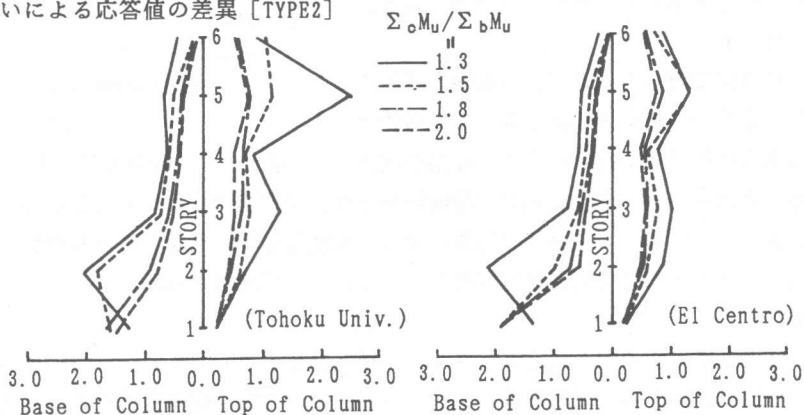


図-12 柱頭・柱脚の塑性率

図-13と図-14に最大層間変形と梁端部の塑性率の差異を示す。柱梁強度比が1.3の時にやや大きな応答を示すが、全体的には応答性状が類似していることが認められる。これは、地震時の応答は柱梁強度比にはあまり依存せず、むしろ設計外力分布の仮定に依存するものと考えられる。また、低層部分の最大層間変形が設定耐力の不足に伴ってさらに増幅されていることや、上層部での部材耐力の急変があまり影響していないことが確認される。

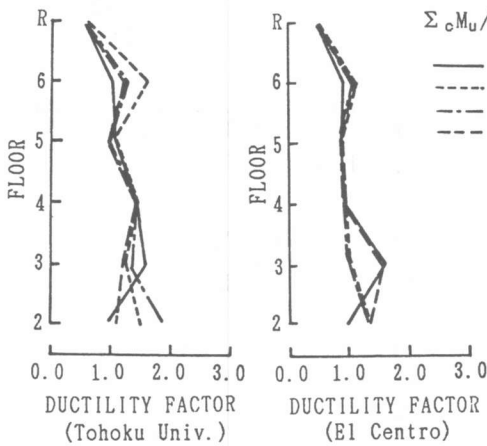


図-13 梁端部塑性率

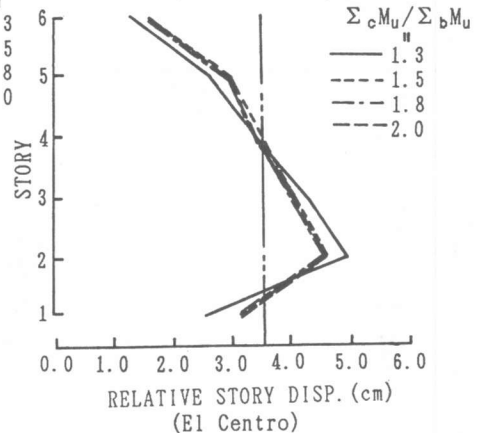
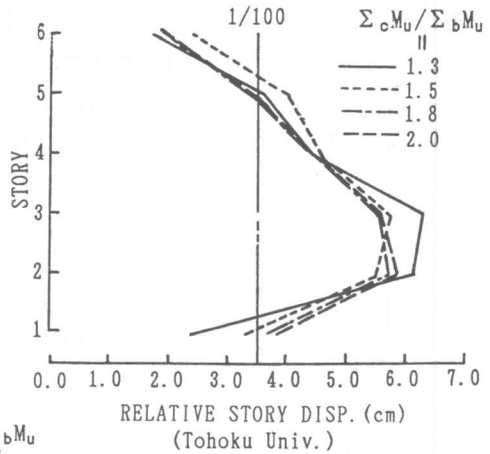


図-14 最大層間変形

柱梁強度比が1.3の場合の時刻歴応答変位(3,5,R階床位置)を図-15に示す。構造物は明瞭な一次モードで振動し、局部的に最大層間変形角が1/50程度になっても比較的安定した応答を示していることが認められる。

5. まとめ

25層骨組で取り上げた局部的な耐力不足や強度と剛性が急変する部分を有する構造物はその部分に変形集中を起こすが、柱梁強度比を適切に設定することで局部的な層崩壊を避け、構造物全体として安定した一次モードの振動形とすることができる。しかし6層骨組では、強度と剛性が急変しているが耐力が必要値以上であるため、急変が応答に大きな影響を及ぼさないことが確認された。

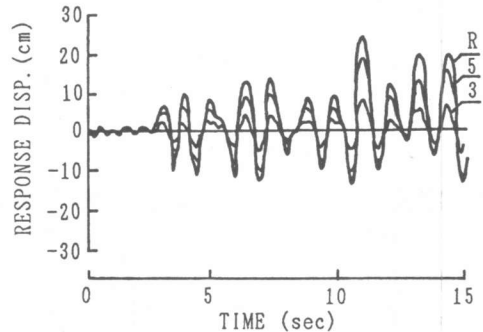


図-15 時刻歴応答変位(Tohoku Univ.)

[参考文献]

- (1) 日本建築学会 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」 1988年12月
- (2) 日本建築学会 「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説」 1988年12月