

鉄道RCラーメン橋台の耐震性能照査

北武コンサルタント株式会社 / 東京都市大学 吉川研究室

RCラーメン橋台は、都市内の鉄道高架橋の中で、交差道路部の中長スパンのPC桁等を支持する1径間のラーメン構造である。

ラーメン橋台は、中長スパンのPC桁等を支持するため、柱断面がラーメン高架橋に比べて大断面となる。また、桁を支持する関係で、柱高さは、隣接する高架橋の柱の高さに比べて低くなるの通例である。

本論は、RCラーメン橋台の構造特性と耐震設計法の要点を記し、設計事例を提示するものである。

目次

1. 構造概要	1
2. RCラーメン高架橋の要求性能と限界状態	3
2.1 要求性能と設計想定地震動	3
2.2 要求性能と限界状態	3
3. 応答値の算定	5
3.1 応答解析法	5
3.2 時刻歴応答解析	5
3.3 構造物のモデル化	6
3.4 荷重および質量配置	7
3.5 部材の非線形性	7
3.6 応答値の算定	13
4. 限界状態の照査	17
5. 構造細目の照査	19

1. 構造概要

一般的なRCラーメン高架橋の一般図を図 1.1 に、立体図を図 1.2 に示す。

ラーメン橋台は、桁を支持するために地震による慣性力が大きいことや、大断面でかつ柱高さが小さく部材のせん断スパンが小さくなり、部材の変形性能を確保の観点からは、一般の高架橋の柱に比べて不利な条件を有している。

阪神大震災においては、柱がせん断破壊形態を有していたため、写真 1.2 に示すようにせん断破壊が生じて上部構造の落下を招いた事例があったことは記憶に新しい。その後、このような被災が生じないように設計法の見直しがなされているが、ラーメン橋台は、上部構造の反力のバランスが異なる構造形態であり、振動形態が一般的なラーメン高架橋に比べて複雑である特徴を有しており、耐震設計にあたっては、ねじり等の影響に留意する必要がある。

なお、本論では、下記標準に準拠して記述するものである。

1. 鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004 年，丸善株式会社
2. 鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999 年，丸善株式会社
3. 鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物，2000 年，丸善株式会社

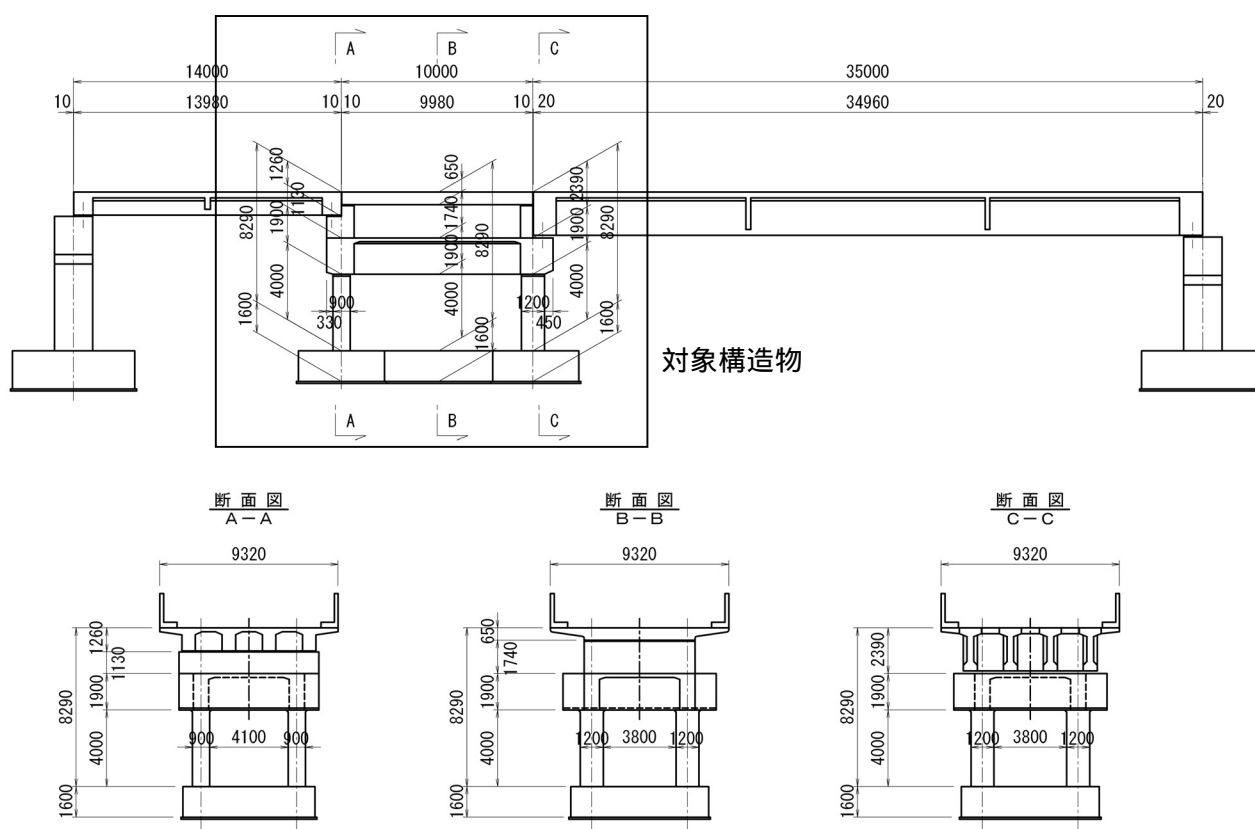


図 1.1 一般的なRCラーメン橋台一般図

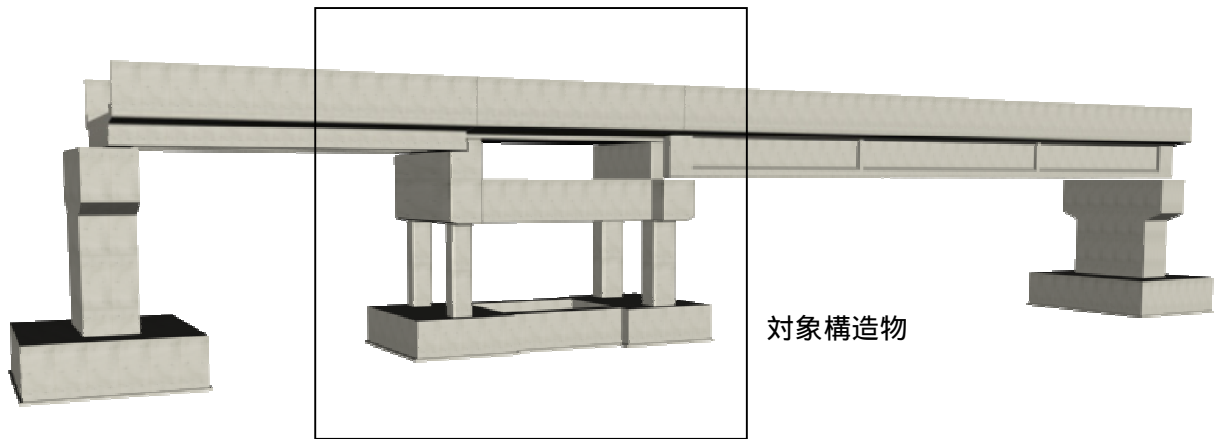


図 1.2 一般的なRCラーメン高架橋の立体図



写真1 被災事例



写真2 被災事例

2. RCラーメン高架橋の要求性能と限界状態

2.1 要求性能と設計想定地震動

(1) 要求性能

鉄道構造物設計標準（コンクリート構造編）では、地震作用に対して安全性と復旧性を構造物の要求性能としている。安全性と復旧性は、以下のように定義されている。

安全性：構造物が使用者や周辺の人を命を脅かさないための性能

復旧性：構造物の機能を使用可能な状態に保つ、あるいは短期間で回復可能な状態に留めるための性能。

性能レベル1：機能は健全で補修しないで使用可能な状態

性能レベル2：機能は短時間で回復できるが、補修が必要な状態

(2) 設計想定地震動

設計上考慮する地震動は、構造物の供用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動（L1地震動）と、陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や内陸直下地震による地震動のように供用期間内に発生する確率は低いが大規模な地震動（L2地震動）の2つとしている。なお、L2地震動は、一般には、海洋型の地震（スペクトル ）、内陸活断層の地震（スペクトル ）の2つを考慮する。

(3) 要求性能と設計想定地震動

地震作用に対する照査では、各設計想定地震動に対する要求性能を設定することになる。

一般的な鉄道構造物では、設計想定地震動と要求性能関係は、表2.1に示すように設定される。すなわち、中小規模の地震動では補修しないで使用可能とし、大規模地震動では短期間で補修行為で機能回復を図ることを要求している。

まお、このほか鉄道構造物の機能上の要求性能として列車走行性があるが、列車走行性は別途、照査を行うこととして、ここでは復旧性のみ着目することとする。

表 2.1 性能レベルと地震動の関係

	性能レベル1	性能レベル2	性能レベル3
レベル1地震動			
レベル2地震動			

2.2 要求性能と限界状態

性能の照査を行うためには、要求性能に対する限界状態を具体的に規定する必要がある。

構造物の要求性能に対する構造部材の損傷と基礎構造に起因した安定の2つの限界状態を設定する。構造部材の損傷の限界状態は、構造物の要求性能を満足させるように設定することになる。

RC ラーメン高架橋の、耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安を以下に示す。

性能レベル1は、地震後の機能は健全な状態を想定しており、構造物は無補修とする必要があるため、各部材とも損傷レベル1とする。

性能レベル2は、地震後の構造物の機能の回復を容易に行えるように、部材の修復の難易性を考慮し、部材ごとに設定する。RCラーメン橋台の場合は、ラーメン高架橋と同様に軌道構造を直接支持する部材は、地震後の列車走行に与える影響を考慮して損傷レベル2とする。また、杭は、修復が困難であるため損傷レベル2とする。柱や地中梁は、比較的修復が容易であるため損傷レベル3とする。

表 2.2 ラーメン橋台の耐震性能と部材の損傷および基礎の安定レベル

構造物		性能レベル 1	性能レベル 2
部材の 損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2
	その他の梁	1	3
	柱	1	3
基礎の安定レベル		1	2

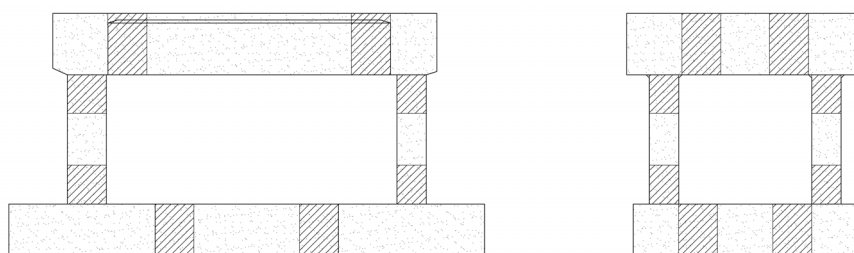


図 2.1 ラーメン高架橋の損傷部位のイメージ

3. 応答値の算定

3.1 応答解析法

鉄道構造物では、振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合には非線形スペクトル法を、それ以外には時刻歴応答解析法を用いて応答値の算定を行う。

RC ラーメン橋台は、スパンの異なる桁を支持することから、死荷重状態や質量配置がアンバランスとなり、かつ地震の影響によりねじりの影響が生じることも懸念される。

したがって、一般のRC ラーメン高架橋に比べて振動形態が複雑となることも懸念されるため、ここでは、振動モードが複雑な構造形式として扱い、時刻歴応答解析法によって耐震性能を照査することとす。

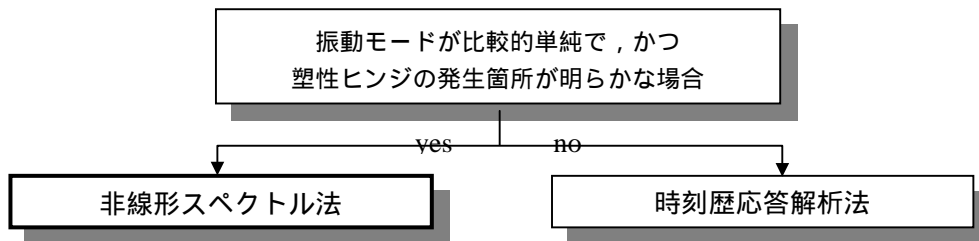


図 3.1 応答解析法

3.2 時刻歴応答解析

構造物の時刻歴応答解析法を行う場合、構造物のモデル化によって種々の扱いが異なることになる。鉄道標準では、構造物のモデル化としては、図 3.2 に示すものの中から構造物に応じて選択するようになっている。

なお、照査用の地震動は、工学的基盤面で地震波形として与えられているため、動的解析を行う場合は、それぞれの表層地盤の応答解析を実施して、構造解析モデルに応じた入力地震動を算定することを原則としている(図 3.3 参照)。しかし、このような手法は、極めて煩雑であるため、あらかじめ種々の表層地盤の応答解析から得られた地盤条件ごとの地表面入力地震動を用いて応答解析を実施している場合が多い。

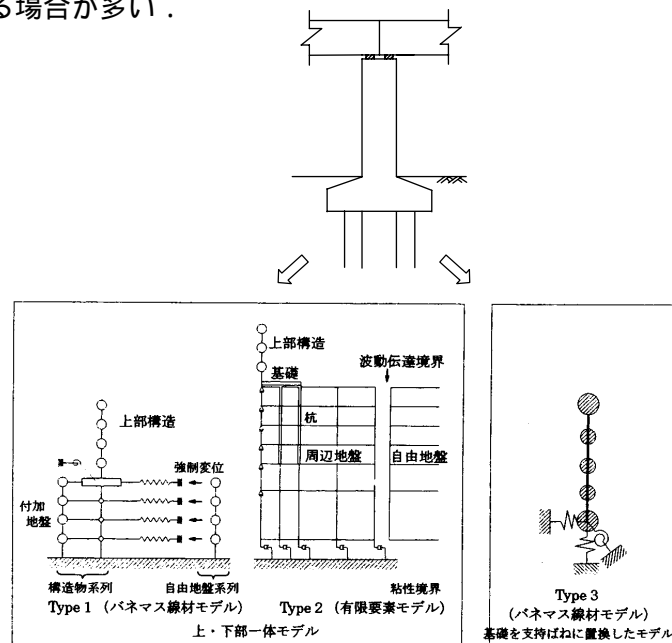


図 3.2 構造物のモデル化

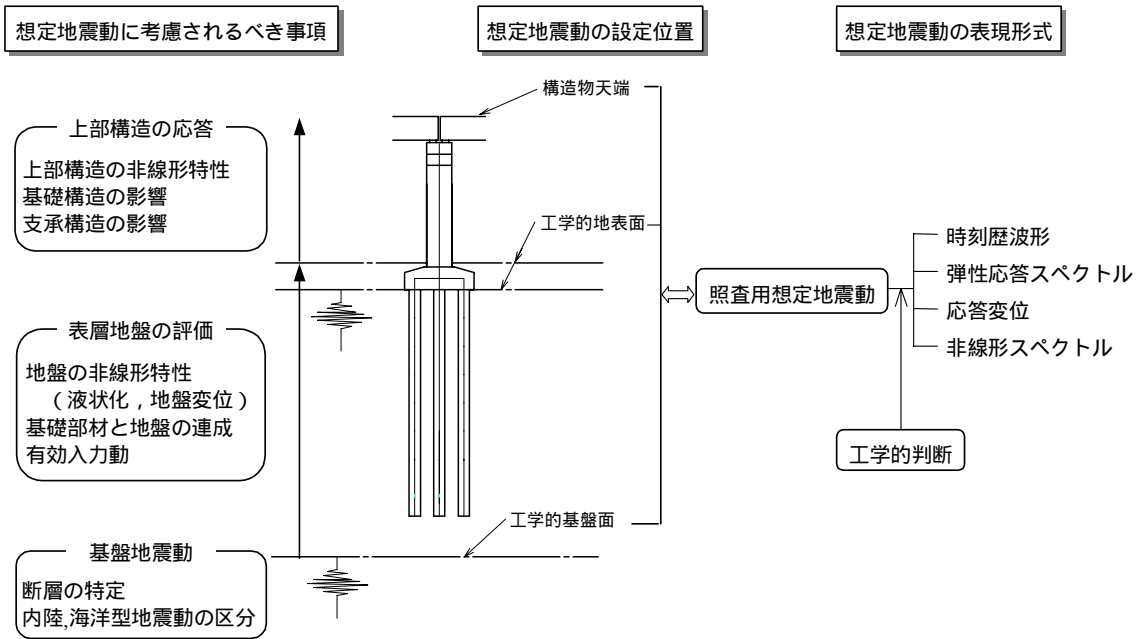


図 3.3 動的解析に考慮される要因

3.3 構造物のモデル化

対象構造物は、起点側にスパン 14m の単純 R C T 桁を支持しており、終点側にスパン 35m の単純 P C I 桁を支持しているため、質量配置が不均等な構造物である。よって、地震時において 3 次元的に挙動し、R C 柱にねじりが生じることから、3 次元の線材モデルによりモデル化する。線材モデルは、部材剛性を非線形とし、上部構造物と基礎構造物を一体としたモデルとした。なお、地盤については、バネモデルで評価する。

図 3.4 に解析モデルを示す。

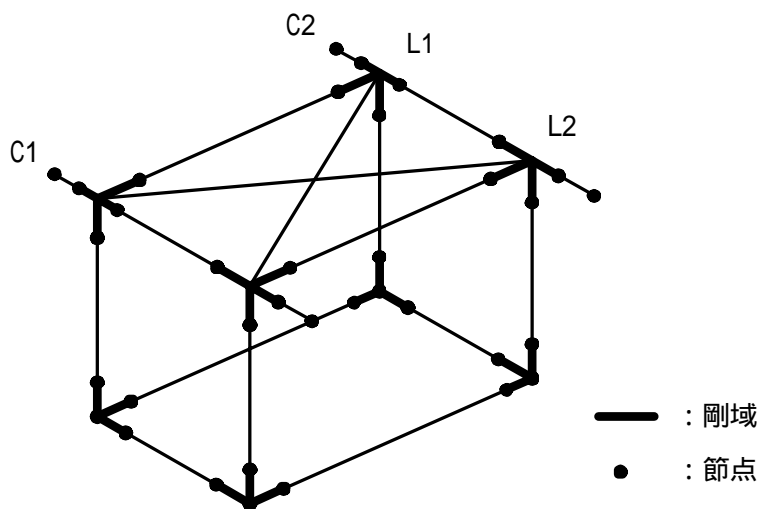


図 3.4 解析モデル

各部材は、非線形性を考慮した棒部材（線材）にモデル化する。

部材の非線形性は、塑性ヒンジ領域の曲げモーメントと回転角の関係で表すこととした。

柱部材は、上下端が塑性化するため材端に曲げモーメントと回転角およびねじりモーメントとねじり回転角の関係を与えた。なお、柱梁接合部は、剛部材とした。杭基礎の地盤抵抗は、弾塑性体（バイリニア型）としてモデル化し、地盤反力が上限値に達すると塑性化するものとする。

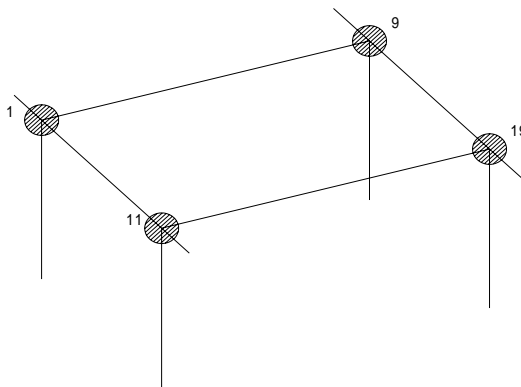
3.4 荷重および質量配置

地震時に作用させる荷重の組み合わせは、（永久荷重 + 偶発荷重 + 従たる変動荷重）として、表 3.1 に示すとおりとする。

表 3.1 設計荷重の組合せ

地震動	組合せ	
L1 地震動	$D1+D2+L+EQ$	橋軸方向
L2 地震動	$D1+D2+L+SH+EQ$	橋軸直角方向

なお、地震の影響を除いた荷重を初期荷重として、時刻歴非線形応答解析を実施する。なお、質量は、図 3.5 に示すように梁・柱接合部に集中して与えた。



節点 1	:	0.20622	$\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{mm}$
節点 11	:	0.20622	$\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{mm}$
節点 9	:	0.36092	$\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{mm}$
節点 19	:	0.36092	$\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{mm}$

図 3.5 質量配置

3.5 部材の非線形性

部材の非線形性の算定にあたっては、部材の破壊形態の判定を行ない、部材の破壊形態に応じて非線形性を算定してモデル化する。

1) 断面諸元

柱（起点側）の断面諸元を以下に示す。

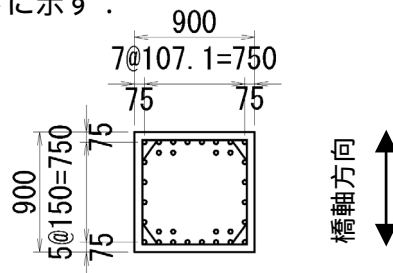


図 3.6 起点側柱の断面図

表 3.2 起点側柱の断面諸元

諸 元		橋軸方向	直角方向
高さ h (mm)		900.0	900.0
幅 b (mm)		900.0	900.0
引張鉄筋 : 径 - 本数		D32 - 12 本	D32 - 6 本
帯鉄筋	2h区間	D19 - 2.00 組 - 100 ctc	D19 - 2.00 組 - 100 ctc
	2h区間外	D19 - 2.00 組 - 100 ctc	D19 - 2.00 組 - 100 ctc
ヤング係数 E (N/mm ²)		26.5	26.5
断面積 A (m ²)		0.81000	0.81000
断面2次モーメント I_y (m ⁴)		0.05468	0.05468
断面2次モーメント I_z (m ⁴)		0.05468	0.05468
ねじり定数 J (m ⁴)		0.09240	0.09240
鉄筋の降伏強度 (N/mm ²)		345.0	345.0
コンクリートの設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)		27.0	27.0

2) 破壊形態の判定

破壊形態の判定は、部材が曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu} と設計せん断耐力 V_{yd} (または V_{dd}) を用いて以下のように行う。

(1) 曲げ破壊形態

$$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0$$

(2) せん断破壊形態

$$V_{mu} / V_{yd} > 1.0$$

V_{mu} は、せん断スパン L_a を適切に仮定することにより、曲げ耐力 M_u から $V_{mu} = M_u / L_a$ として求める。

柱の橋軸方向断面に対する破壊形態の判定結果を表 3.3 に示す。曲げ破壊形態を有するため、非線形性は曲げモーメントと回転角の関係で与えることとした。

表 3.3 柱の破壊形態の判定

		線路方向	直角方向
軸力 N	(kN)	2018	2018
設計せん断耐力 V_{yd}	(kN)	3529	3528
せん断スパン L_a	(m)	2.000	2.000
設計曲げ耐力 M_u	(kN·m)	4161	3744
V_{mu}	(kN)	2080	1872
V_{mu}/V_{yd}		0.59	0.53
判定		曲げ破壊モード	曲げ破壊モード

3) 鉄筋コンクリート部材のモデル化

曲げモーメント分布が直線的に変化する部材は、部材の非線形性を部材端部の曲げモーメントと部材角の関係 ($M - \theta$ 関係) により表す。ここで部材角 θ は部材の非線形性を部材端部に集約した材端ばねの回転角を示す。 $M - \theta$ 関係は、図 3.7 に示すテトラリニアモデルにより表す。

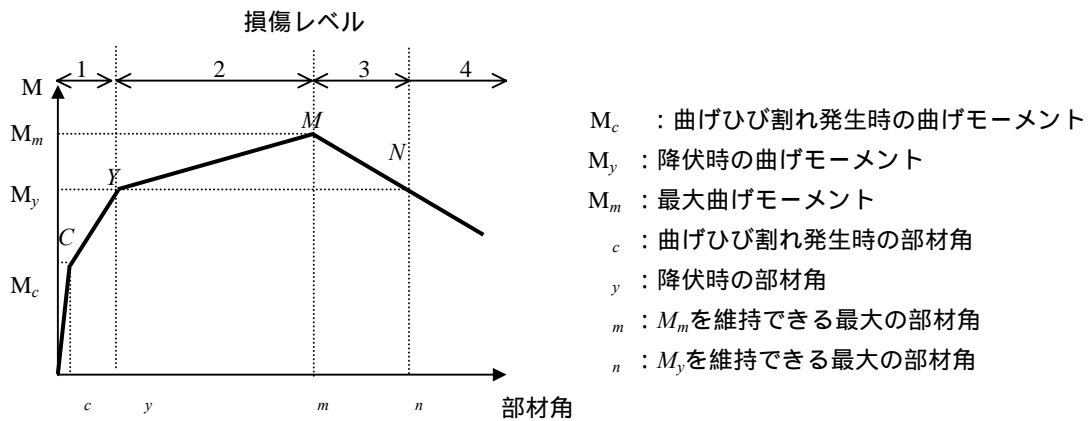


図 3.7 鉄筋コンクリート部材の $M - \theta$ 関係と損傷レベル

復元力モデルの骨格曲線と損傷レベルの限界値の関係を以下のとおりとする。

損傷レベル 1 : θ_y

損傷レベル 2 : θ_m

損傷レベル 3 : θ_n

時刻歴応答解析に用いる鉄筋コンクリート部材の履歴特性のモデル化は、図 3.8 に示す鉄道総研 RC 型を用いる。

除荷時の剛性と初期除荷剛性の関係を次式に示す。

なお、引張鉄筋降伏以降の除荷勾配 K_e は、ひび割れ発生時および降伏時の曲げモーメントと部材角により算定される K_0 を基準として、最大応答部材角と降伏時の部材角の比により剛性低下させている。

$$K_e = K_0 \times \left(\theta_{\max} / \theta_y \right)^{-\alpha}$$

ここに、 K_0 : 剛性低下しないときの除荷勾配

α : 除荷勾配の剛性低下の程度を示すパラメータ (0.5 とする)

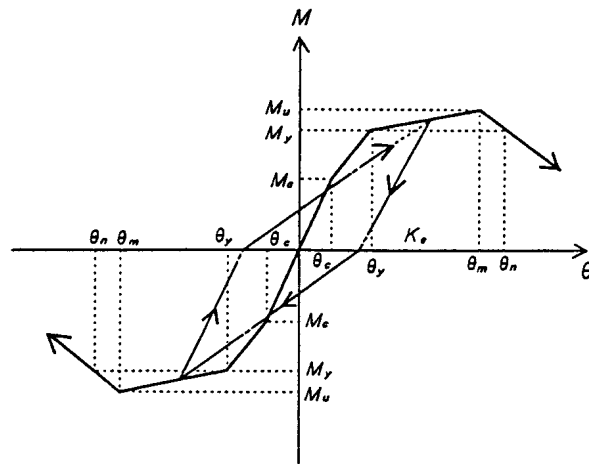


図 3.8 モデル化した復元力特性

柱部材は軸力変動に伴い C 点, Y 点, M 点における曲げモーメント (M_{cr} , M_y , M_m) および部材角 (θ_c , θ_y , θ_m) が変化する。解析にあたっては, 軸力変動範囲における曲げモーメントおよび部材角の軸力相関を部材性能に与えることにより軸力変動の影響を考慮する。

ここでは, 例として軸力ごとの曲げモーメントおよび回転角の限界値を, 表 3.4 および図 3.9 および 3.10 に示す。

表 3.4 柱の軸力と曲げモーメント, 回転角の関係 (直角方向 起点側柱)

軸力 N(kN)	曲げモーメント			回転角			
	M_c (kN・m)	M_v (kN・m)	M_u (kN・m)	ϵ (rad)	ν (rad)	m (rad)	n (rad)
-7624.3	0.0	0.0	472.1	0.000000	0.000000	0.039618	0.078007
-6537.0	0.0	148.6	902.2	0.000000	0.000251	0.039733	0.076574
-5449.7	0.0	516.9	1306.1	0.000000	0.000875	0.039849	0.076048
-4362.4	0.0	870.9	1683.2	0.000000	0.001462	0.039958	0.074818
-3275.1	0.0	1210.0	2032.7	0.000000	0.001834	0.040012	0.070563
-2187.8	0.0	1533.4	2353.8	0.000000	0.002032	0.040025	0.067016
-1486.9	108.0	1733.2	2545.4	0.000043	0.002114	0.040020	0.065019
-786.0	216.0	1925.8	2724.5	0.000086	0.002179	0.040005	0.062824
-85.1	324.0	2111.0	2890.9	0.000129	0.002232	0.039988	0.060967
615.8	432.0	2288.5	3044.2	0.000171	0.002280	0.039970	0.059379
1316.7	540.0	2457.9	3183.9	0.000214	0.002328	0.039952	0.057736
2017.6	648.0	2618.6	3309.6	0.000257	0.002379	0.039936	0.056197
2673.0	749.0	2760.8	3414.0	0.000297	0.002426	0.039923	0.054898
3328.4	850.0	2894.5	3505.0	0.000337	0.002474	0.039910	0.053490
3983.9	951.0	3019.2	3582.0	0.000377	0.002524	0.039899	0.051909
4639.3	1052.0	3134.0	3643.9	0.000417	0.002572	0.039887	0.050312
5294.7	1153.0	3238.1	3689.2	0.000458	0.002616	0.039873	0.048479
5950.1	1254.0	3330.0	3715.2	0.000498	0.002663	0.039861	0.046940
6605.5	1355.0	3407.8	3713.8	0.000538	0.002708	0.039847	0.045529
7260.9	1455.9	3467.8	3691.0	0.000578	0.002750	0.039832	0.043917
7916.4	1556.9	3498.6	3653.9	0.000618	0.002779	0.039820	0.042399
8571.8	1644.2	3465.4	3604.4	0.000653	0.002725	0.039779	0.041018
9227.2	1543.2	3408.5	3543.4	0.000612	0.002723	0.039790	0.039790
10543.4	1340.4	3249.8	3389.2	0.000532	0.002539	0.039786	0.039786
11859.7	1137.6	3046.5	3195.6	0.000451	0.002346	0.039785	0.039785
13175.9	934.8	2807.2	2965.5	0.000371	0.002169	0.039782	0.039782
14492.2	732.0	2537.1	2700.8	0.000290	0.002013	0.039776	0.039776
15808.4	529.1	2239.3	2403.0	0.000210	0.001875	0.039764	0.039764
17124.7	326.3	1916.6	2073.3	0.000129	0.001740	0.039748	0.039748
18441.0	123.5	1570.6	1713.0	0.000049	0.001589	0.039721	0.039721

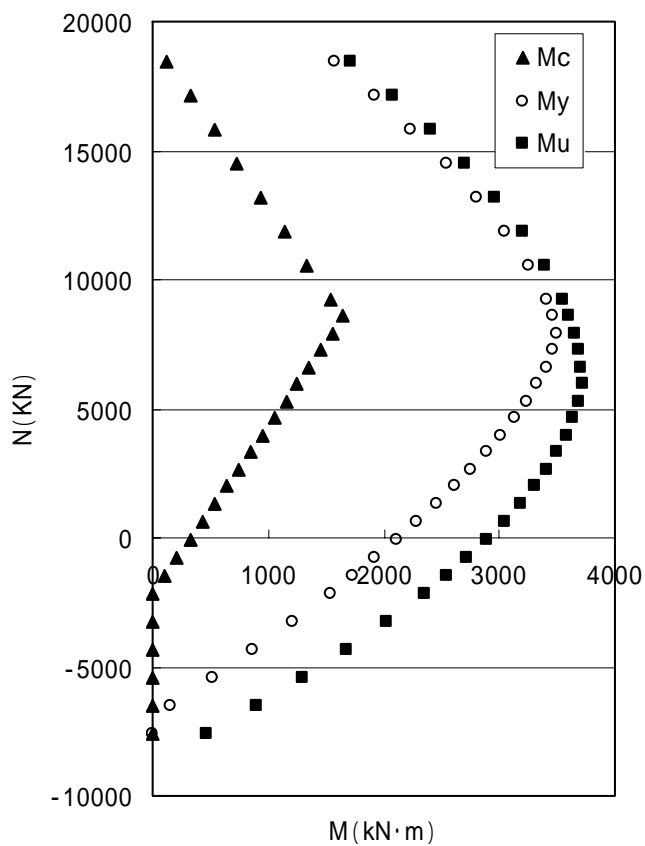


図 3.9 曲げモーメントと軸力の関係
(直角方向 起点側柱)

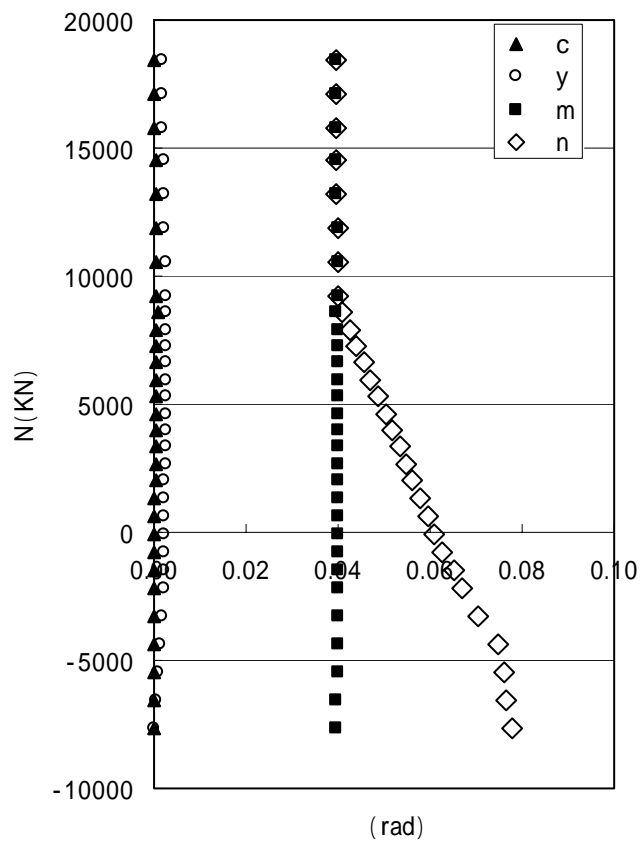


図 3.10 回転角と軸力の関係
(直角方向 起点側柱)

3.6 応答値の算定

1) 設計地震動

ここでは、L2地震動に対する照査を示すこととする。設計地震波は、鉄道構造物設計で用いられている地表面設計地震動のスペクトル地震動を用いた。地表面設計地震動の時刻歴波形を図3.11に示す。

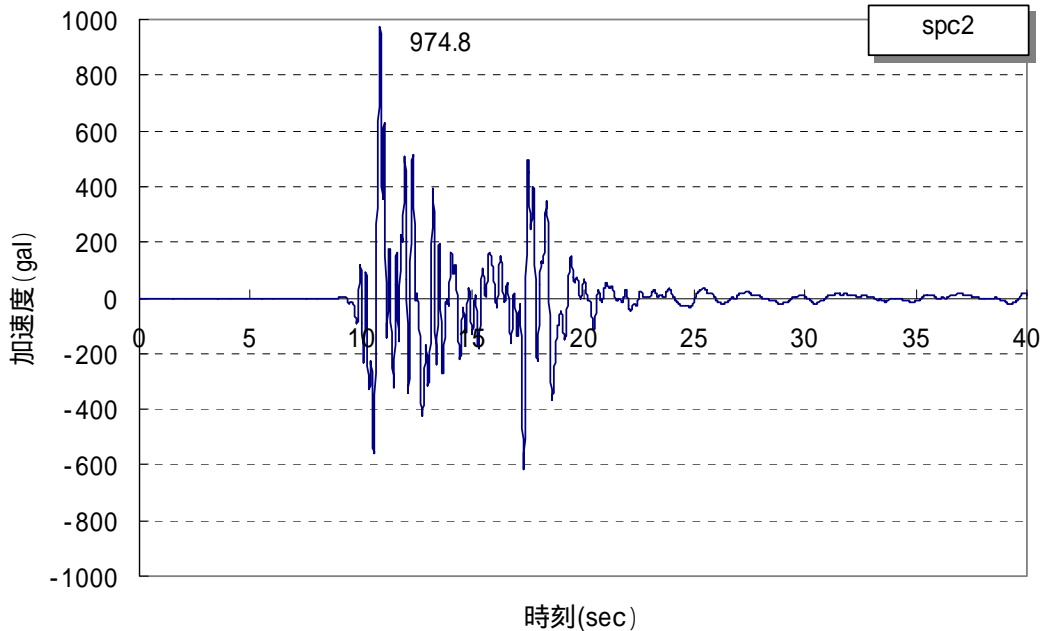


図 3.11 地表面設計地震動の時刻歴波形

2) 時刻歴応答解析法の解析条件

時刻歴応答解析の条件は、以下のとおりである。

- | | |
|------------|--|
| 構造解析モデル | : 上部構造系 基礎構造系一体の平面骨組みモデル |
| 解析手法 | : ニューマーク β 法 (= 0.25) による直接積分法
積分時間間隔 0.001sec |
| 減衰定数 | : 部材 0.05 (部材別剛性比例型減衰)
地盤 0.10 |
| 復元力モデル | : 部材 骨格曲線 テトラリニア型
履歴法則 剛性低下型
地盤 骨格曲線 バイリニア型
履歴法則 Clough モデル |
| 入力地震動 | : 表面設計地震動を杭基礎の各質点へ単一入力
内陸型地震 G2 地盤 |
| 応答値の算定時間間隔 | : 0.01sec |

3) 時刻歴応答解析結果

地震波を橋軸方向に入力した場合の上層梁の端部 4 節点の平面変位の履歴を平面変位図 3.12 に示す。

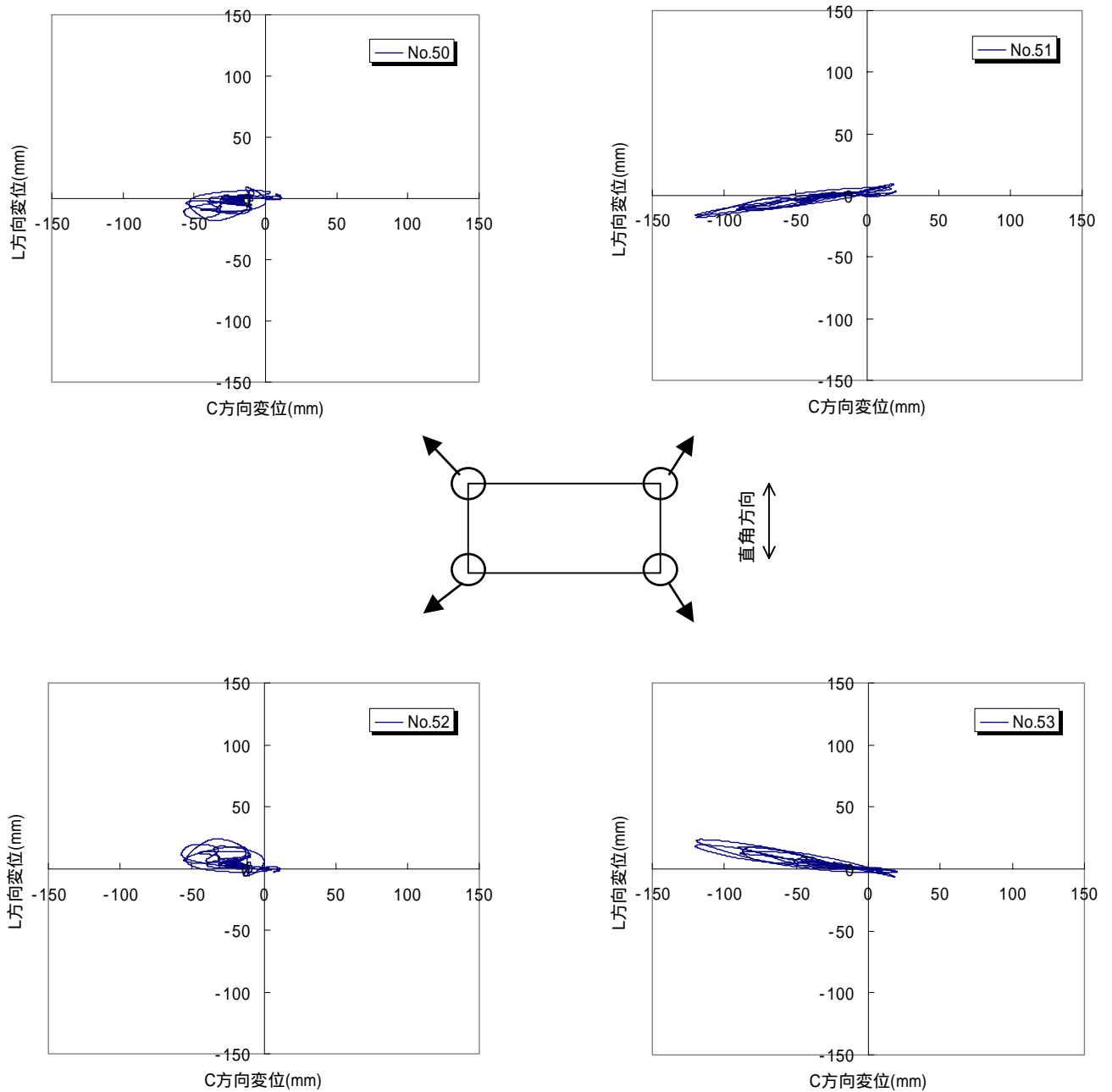


図 3.12 上層梁端部 4 節点の平面変位の履歴

図 3.13 に柱の曲げモーメントと回転角の履歴を示し，図 3.14 に柱のねじりモーメントの履歴を示す．

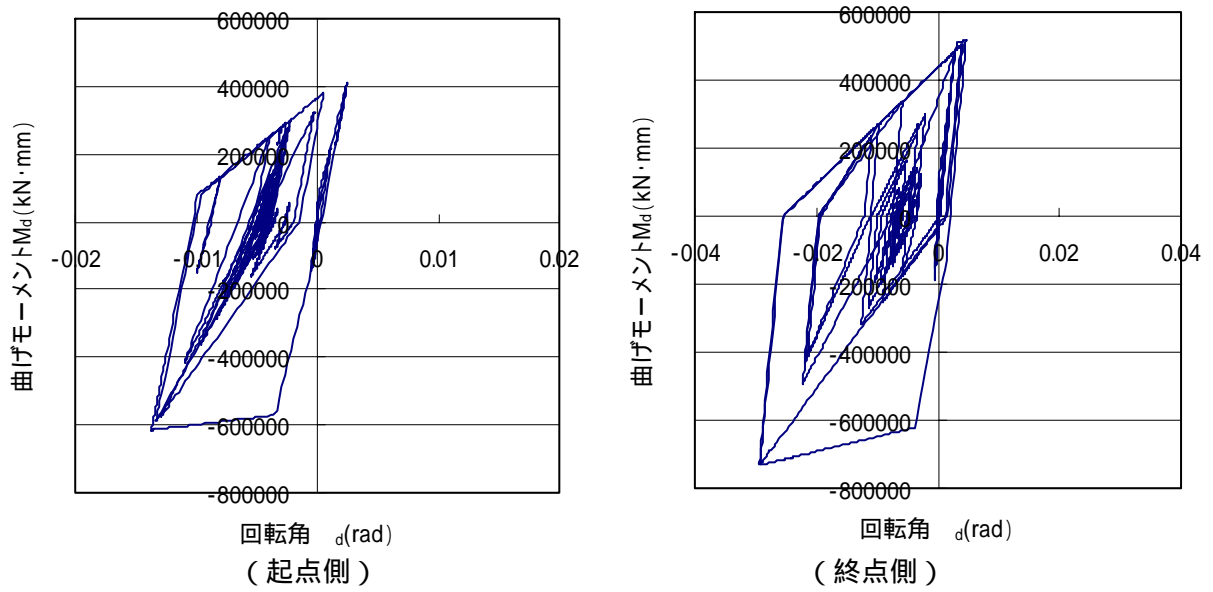


図 3.13 柱の曲げモーメントと回転角の履歴

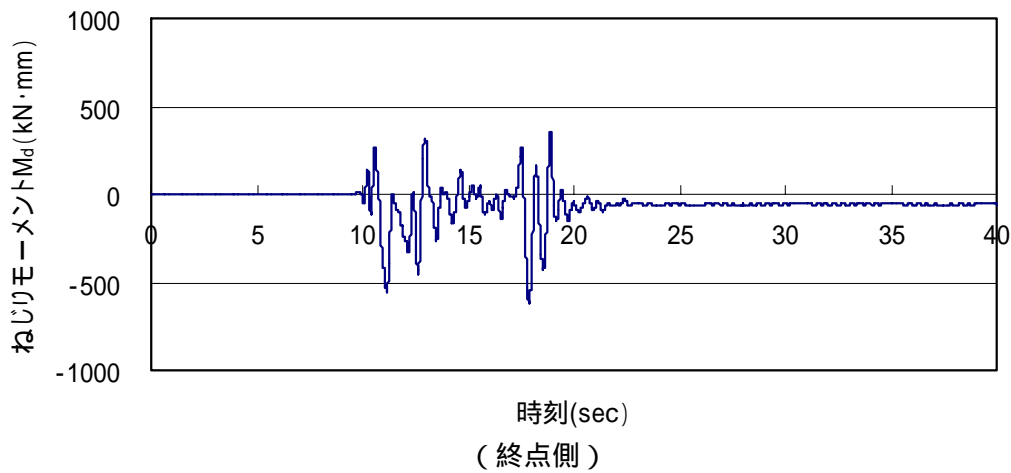
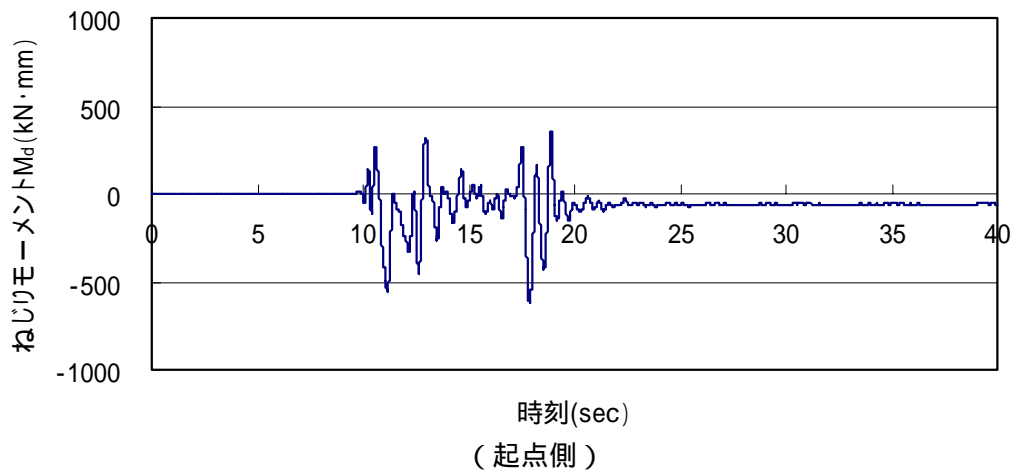


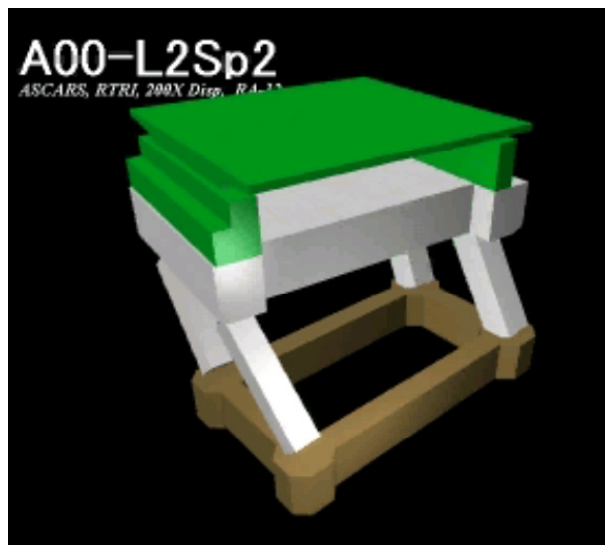
図 3.14 柱のねじりモーメントの履歴

図 3.15 に時刻歴応答解析の動画画像を示す。

変位倍率：200.0
時刻：0.0sec
入力加速度：0.0gal



変位倍率：200.0
時刻：10.86sec
入力加速度：974.8gal



変位倍率：200.0
時刻：17.32sec
入力加速度：-614.2gal



図 3.15 時刻歴応答解析動画画像

4. 限界状態の照査

「3. 応答値の算定」で算定された応答値に対して部材の照査を行う。

各部材の限界状態の照査は次式による。なお、変形に対する照査は、材端ばねの回転角を照査指標として行う。

$$i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leq 1.0$$

$$I_{Rd} = a \cdot I_R(F_d)$$

$$I_{Ld} = I_L(f_d) / b$$

ここに、 I_{Rd} ：設計応答値

I_{Ld} ：部材の損傷レベルに応じた設計部材性能

$I_R(F_d)$ ：設計作用 F_d に対する応答値

$I_L(f_d)$ ：設計材料強度 f_d に対する部材性能

i ：構造物係数

a ：構造解析係数

b ：部材係数

柱部材は、「破壊形態の判定」で曲げ破壊モード部材と判定されたため、部材角に対して損傷レベルの照査を行う。

性能レベル 2 に対する柱の損傷レベル 3 の限界値は nd であり、各限界値は以下のとおりである。

損傷レベル 1 の限界値

損傷レベル 1 の限界値は yd であり、以下のようになる。

$$yd = y / b$$

ここに、 y ：Y 点における部材角 (rad)

b ：部材係数で、1.0 とする。

損傷レベル 2 の限界値

損傷レベル 2 の限界値は md であり、以下のようになる。

$$md = m / b$$

ここに、 m ：M 点における部材角 (rad)

b ：部材係数で、1.0 とする。

損傷レベル 3 の限界値

損傷レベル 3 の限界値は nd であり、以下のよう求める。

$$nd = n / b$$

ここに、 n ：N 点における部材角 (rad)

b ：部材係数で、1.0 とする。

柱部材は、軸力変動を考慮するため、表 3.4 に示すように各軸力毎に y_d , m_d , n_d を求め、軸力に応じた限界値により照査を行う。

橋軸方向の L2 地震動に対する照査結果を表 4.1 に示す。

表 4.1 照査結果

			起点側柱	終点側柱
m			1.0	
f			1.0	
固有周期	1次モード		0.246	
	2次モード		0.218	
	3次モード		0.191	
応答値	θ_d (rad)		0.0137	0.0294
	M_{td} (kN·m)		620	619
変形照査	限界値 θ_{rd} (rad)	損傷レベル1	0.0042	0.0042
		損傷レベル2	0.0340	0.0339
		損傷レベル3	0.0455	0.0453
	構造物係数 γ_i		1.0	1.0
	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{rd}$	損傷レベル1	3.29	7.01
		損傷レベル2	0.40	0.87
		損傷レベル3	0.30	0.65
	損傷レベル		2	2
	損傷レベルの限界値		3	3
	損傷レベルの判定		$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{rd} < 1.0$ OK	$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{rd} < 1.0$ OK
ねじり	限界値 M_{tud} (kN·m) ¹		842	915
	構造物係数 γ_i		1.0	1.0
	$\gamma_i \cdot M_{td} / M_{tud}$		0.74	0.68
	ねじりの判定		$\gamma_i \cdot M_{td} / M_{tud} < 1.0$ OK	$\gamma_i \cdot M_{td} / M_{tud} < 1.0$ OK

1 曲げモーメントとねじりモーメントを同時に受ける場合

5．構造細目の照査

構造物の照査を行う場合，以下に示す条件を満足していなければならない．

- ・ かぶり
- ・ 鉄筋の直径
- ・ 最小鉄筋量
- ・ 最大鉄筋量
- ・ 応力度の制限
- ・ 鉄筋のあき
- ・ 鉄筋の配置
- ・ 鉄筋の曲げ形状
- ・ 鉄筋の定着
- ・ 鉄筋の付着
- ・ 鉄筋の継手