

最適設計法を利用する鋼製橋脚の設計システムについて

On design system for steel portal-frame bridge piers applying optimum design method

北海学園大学工学部土木工学科	正 員	杉本 博之 (Hiroyuki Sugimoto)
北海学園大学大学院	○学生員	朝日 啓太 (Keita Asahi)
北海学園大学大学院	学生員	村部 剛史 (Tsuyoshi Murabe)
北武コンサルタント(株)	正 員	渡辺 忠朋 (Tadatomo Watanabe)
山口大学工学部社会建設工学科	正 員	古川 浩平 (Kohei Furukawa)
(株)東光コンサルタンツ	フェロー	高久 達将 (Tatsumasa Takaku)

1. はじめに

日本における最適設計法の応用研究に関して、当初指導的な役割を果たしたのは、1985年に土木学会構造工学委員会の下に設けられた「構造物最適性研究小委員会」であった。この委員会は、他工学分野の関係者も多くその構成メンバーとし、最適設計法の研究と普及に努めた。この委員会の一つの大きな成果は1988年9月に出版された「構造工学シリーズ1 構造システムの最適化～理論と応用～」である。

しかし、その後、構造最適設計の研究の主流は、土木学会の手を離れ、機械学会に移った。理由は、いくつか考えられる。一つは、土木工学の目的関数が重量最小のように単純でなく、その定式化が複雑であり、連続変数、連続関数の制約の中では定式化が困難だったこと、また、機械分野のように弾塑性設計が必要な分野がなかったことなどによる。構造設計以外での応用も模索されたが、やはり大きな壁は、連続変数、連続関数の枠組みの中では、目的関数の実用的な設定が難しいことであり、多くの実務の設計者に失望を与えたことは否めない。

遺伝的アルゴリズムが日本において研究され始めたのは、1990年前後である。土木工学における種々の設計問題が内包している離散的な要因に適合したため、多くの研究、応用例が発表された。この傾向は今でも続いている。このGA及びNNの応用研究に多くの関係者の関心が移ったためもあるが、応答曲面法、種々の応答値の感度解析など、構造最適設計の主流ともいえる分野においては、土木学会は機械学会に大きな遅れをとっている。

土木学会において最適設計法に再び関心が持たれるようになったのは、1995年1月の阪神淡路大震災によるところが大きい。この地震の後、耐震設計に関する示方書類が大幅に改定され、設計に用いる地震荷重が以前よりはるかに大きくなった。また、構造物の弾塑性解析が同時に要求されることになった。その結果、既存構造物の耐震補強と新設構造物の耐震設計において新しい知見が要求されるようになった。従来、種々の構造物の設計においては過去の蓄積が十分にあり、それらを引用し多少の変更を加えることにより、受け入れ得る最適な設計が得られた。しかし、地震荷重の大幅な改訂により、少なくとも耐震設計が支配的となる構造物においては、過去のデータは役立たず、最適設計法のような意志決定手

法が必要とされるようになる。現在、RC 構造物、鋼構造物の耐震設計において、最適化手法の応用の試みがなされている。もう一つの課題は、既存構造物の耐震補強システムである。これらは、すでに供用されているので、その耐震補強設計あるいは新しい概念に基づくシステムの構築には多くの制約があり、新設設計とは異なる課題を提供する。RC 橋脚、鋼製橋脚、斜張橋のタワー、あるいは大規模なトラス橋において、最適化手法の種々の応用研究が試みられ、一部で効果をあげている。耐震設計以外でも、振動問題、環境問題など従来の経験の範疇を超える難解な意志決定問題が今後続出するであろうし、一方で公共投資の大幅な削減の中で資源の有効な利用が厳しく問われるようになる。今、最適化手法の有効性を再度確認することは重要な課題の一つと考えられる。

このような背景の下で、本研究は、鋼製橋脚の最適耐震設計システムを提案するものである。基本的には、道路橋示方書¹⁾(以下、道示)あるいは鉄道構造物等設計標準²⁾(以下、JR 標準)に定められているように、動的非線形解析により設計を照査する方法である。ただ、照査のための1次設計として、道示の保耐法あるいはJR標準の非線形スペクトル法で照査を行った最適設計を用いる点がポイントとなる。1次設計の概念を用いず、照査法の精度を向上させることにより従来と同様に試行錯誤で設計が得られるという議論も一方である。しかし技術者は、同質の設計を得るのであれば時間の短縮に努力するし、同じ時間が与えられれば質の向上に努力するものである。有効な1次設計の存在は、合理的な設計環境を提供する上で意義は少なくないと考えられる。動的非線形解析プログラムと最適化のプログラムを結合すれば問題は一挙に解決すると思われる。一部ではそのような方法により効果を上げている。しかし、実用的に優れた動的非線形解析プログラムは実行形式で提供されることが多く、扱いは楽ではない。また、応答曲面法を用いる可能性もあるが、まだ構造物の耐震設計に用い得るレベルではないと思われる。

JR 標準には道示の保耐法に対応する概念はない。ここでは比較のために、JR 標準に基づく保耐法により照査された最適設計も求めている。以下、最適設計法の定式化、それぞれの耐震性照査の方法、道示とJR標準の設計比較などについて順に説明する。

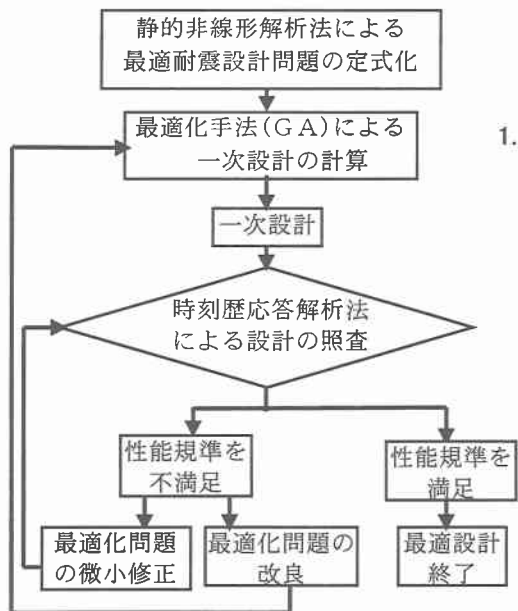


図-1 鋼製橋脚の最適耐震設計システム

2. 最適耐震設計システム

本研究で提案する最適耐震設計システム³⁾⁴⁾⁵⁾のフローチャートを図-1に示す。最適化手法を用いて1次設計を求める第1段階と、1次設計を時刻歴応答解析により照査する第2段階に大きく分かれる。第1段階においては、耐震性の照査は静的非線形解析に基づく方法(保耐法¹⁾あるいはJR標準の非線形スペクトル法²⁾)によって行われる。部材の非線形性は、部材端部の曲げモーメント(M)と部材角(θ)で表され、骨格曲線はJR標準を参考にして図-2($M-\theta$ 関係)のように与える²⁾。断面構成は次節で説明されるが、図-3の補剛材のある矩形断面である。第2段階では時刻歴応答解析(TDAP^{III})により照査が行われる。このときの骨格曲線は、やはり図-2($M-\phi$ 関係)で与える。図において、Yは最外縁ひずみが降伏ひずみに達した点、Mは最大曲げモーメントを維持する最大変形点、Nは最大曲げモーメントの95%を維持する最大変形点である。照査の結果、何らかの性能基準を満足すれば、最適設計が得られたと判断し、満足しなければ、満足していない程度に応じて、1次設計の設計基準を修正して最適設計を繰り返すか、あるいは設計の微小な修正を行い照査を繰り返すことになる。試行錯誤的な設計法と比較して、第2段階において考慮すべき設計空間がかなり縮小できるのが特徴である。

3. 1次設計を得るための最適設計問題の定式化

前記のように、本研究の設計システムは、1次設計を得るための第1段階と、照査の第2段階に分かれる。ここでは、まず1次設計を得るための最適設計問題の定式化について説明される。

3.1 目的関数 目的関数としては、鋼製橋脚のコスト構成を考慮して、式(1)で表されるように、鋼材総容積と補剛材本数の線形和の2目的とした。

$$OBJ = V/V_0 + \alpha N \quad (1)$$

ここで V は鋼材総容積、 V_0 は V を無次元化する一定値、 α は鋼材と補剛材の施工のコスト比の係数、 N は補

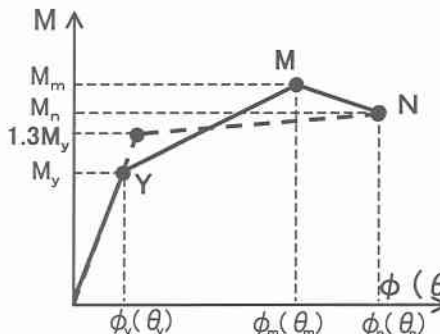


図-2 骨格曲線図

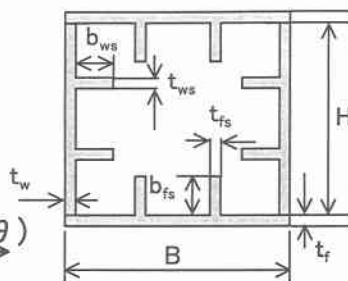


図-3 矩形断面構成図

剛材総本数である。式(1)の α を大きくすると補剛材本数にウェイトが置かれ、小さくすると鋼材総容積にウェイトが置くことが可能となり、要求される条件を満足する最適断面を得ることができる。

3.2 制約条件 制約条件は、耐震性に関する条件と断面寸法に関する条件がある。

3.2.1 耐震性に関する条件 耐震性を照査する地震動は、発生確率の高い大きい地震動(JR標準ではL1地震動)と発生確率は低いが非常に大きな地震動(JR標準ではL2地震動)に分けられ、前者に対しては、震度法の適用が定められている。本研究の耐震性の照査は、後者の地震動を対象とする。後者の地震動は、さらに海洋型地震(道示ではタイプIー以下tI, JR標準ではスペクトルIー以下sI)と内陸型地震(道示ではタイプIIー以下tII, JR標準ではスペクトルIIー以下sII)に分けられ、それぞれスペクトル図が用意されている。これらに対する鋼製橋脚の耐震性の照査は、道示では時刻歴応答解析, JR標準では非線形スペクトル法あるいは時刻歴応答解析によるものとされている。本研究では、第1段階で保耐法あるいは非線形スペクトル法を照査法として、第2段階で時刻歴応答解析を採用した。JR標準では、保耐法概念は取り入れられていないが、道示との比較のため、弾性応答に対応するスペクトルの関係を準用して仮に保耐法として照査に用いた。

保耐法と非線形スペクトル法を簡単に以下で説明する。なお、耐震性の照査は、面内(橋軸直角)、面外(橋軸)方向の2方向を同時に考慮して行った。

(a)保耐法 保耐法の制約条件は、弾性応答時と弾塑性応答時の入力エネルギーがほぼ同量となるエネルギー一定則を拡張利用し³⁾⁴⁾⁵⁾、式(2)で定式化される。

$$g(i) = 0.5P_e \cdot \delta_y / E_N - 1 \quad (2)$$

ここで、 P_e は弾性応答時の水平荷重、 δ_y は降伏変位、 E_N は弾塑性応答時の入力エネルギーである。また、 $i=1$ は面内+tI (JR標準ではsI。以下同じ)、 $i=2$ は面内+tII (sII)、 $i=3$ は面外+tI (sI)、 $i=4$ は面外+tII (sII)の組み合わせの照査を意味する。弾性応答時の水平荷重 P_e は式(3)で求められる。

$$P_e = K_{hc} \cdot W \quad (3)$$

ここで、 K_{hc} は設計水平震度、 W は上部構造載荷荷重である。 K_{hc} の算定は、本研究では道示に基づく設計水平震度スペクトル¹⁾から算定する場合と、JR標準に基づいて所要降伏震度スペクトル²⁾から算定する場合で行っている。道示の設計水平震度スペクトルを図-4に、JR

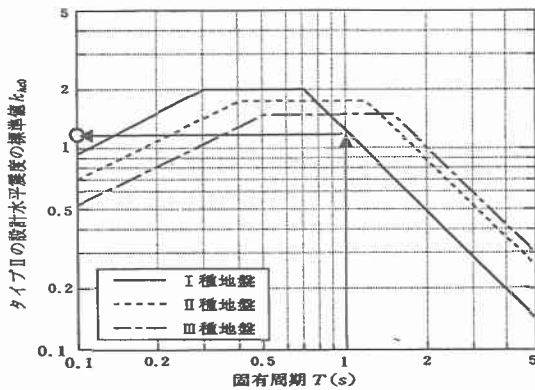


図-4 設計水平震度スペクトル図

I, II 地盤 (スペクトル II) 上部構造物照査用 (S)

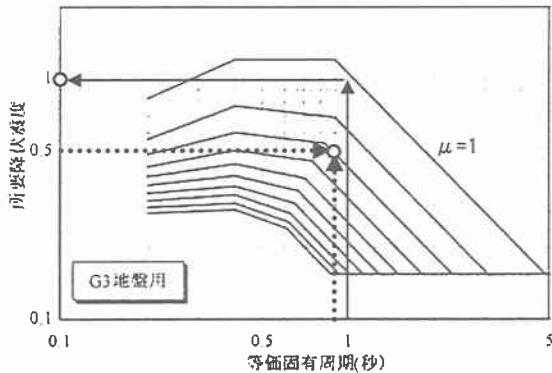


図-5 所要降伏震度スペクトル図

標準の所要降伏震度スペクトル図の 1 例を図-5 に示している。図-4 の縦軸は設計水平震度 K_{hc} 、図-5 の縦軸は所要降伏震度 K_{hy} 、横軸は図-4、5 ともに構造物の固有周期 T を示している。 K_{hc} の算定は、図-4 を用いる場合地盤種別に応じたスペクトル、図-5 を用いる場合塑性率 $\mu = 1$ のスペクトルを使用して、構造物の固有周期 T から、それに応じた K_{hc} 、 K_{hy} を算定する。これをそれぞれの図中の実線で示している。本研究では、図-5 から算出された K_{hy} を K_{hc} としている。

(b)非線形スペクトル法 非線形スペクトル法²⁾は、静的非線形解析から構造物の固有周期 T 、所要降伏震度 K_{hy} を算定する。それらから図-5 に示す JR 標準の所要降伏震度スペクトル図を用い、構造物の応答塑性率 μ を算定し、許容塑性率 μ_a との照査を行う手法である。なお、ここでいう許容塑性率は、構造系内のある部材がその部材の回転性能の限界値に達した時点の値とした。非線形スペクトルの制約条件式は式(4)で定義される。

$$g(i) = \mu / \mu_a - 1 \quad (4)$$

ここで、 i の意味は前記と同様である。静的非線形解析より得られた固有周期 T と K_{hy} から所要降伏震度スペクトル図を用い、それに対応する塑性率 μ を図-5 の点線で示すように算定している。 K_{hy} は式(5)から算定される。

$$K_{hy} = P_y / W \quad (5)$$

P_y は降伏水平荷重、 W は上記と同様である。また許容値である μ_a の算定は、静的非線形解析から終局変位 δ_n と降伏変位 δ_y の関係によって式(6)で算定している。

$$\mu_a = \delta_n / \delta_y \quad (6)$$

3. 2. 2 断面寸法に関する条件 断面寸法の照査では、補剛、無補剛断面に応じて断面構成や断面パラメータについて照査を行っている。断面構成については、道

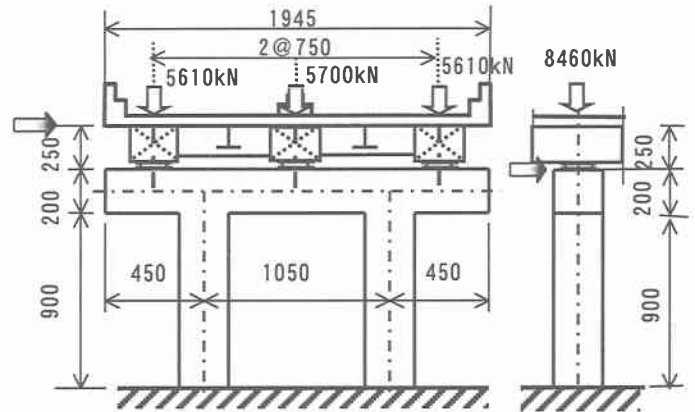


図-6 構造図 (cm)

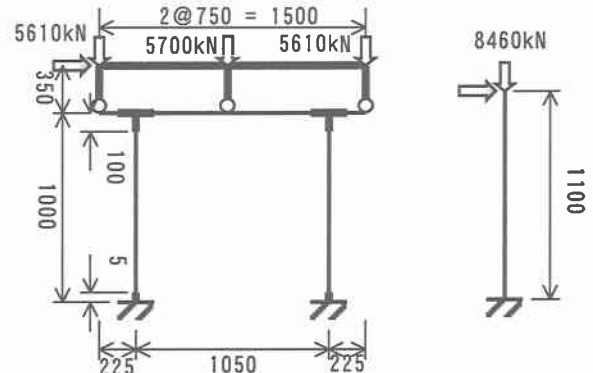


図-7 構造モデル図 (cm)

示で圧縮力を受ける板および補剛板の両端支持板、自由突出板、補剛板で示す条件⁶⁾を制約として加えている。骨格曲線の算定時に必要とされる断面パラメータとして幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比等の範囲²⁾を制約に加えている。

3. 3 設計変数 設計変数は、図-3 に示す鋼製橋脚の 8 つの断面寸法とフランジ、ウェブの補剛材本数であり 10 あることになる。それらの候補値としては断面奥行き B 及び断面幅 H は 85~335 cm を 5 cm 間隔、母材のフランジ側板厚 t_f 及びウェブ側 t_w は 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 34, 36, 38 mm⁷⁾、補剛材高さフランジ側 b_{fs} 及びウェブ側 b_{ws} は 5~34 cm を 1 cm 間隔、補剛材厚さフランジ側 t_{fs} 及びウェブ側 t_{ws} は 6~36 mm で間隔は t_f と同様、補剛材本数フランジ側 N_f 及びウェブ側 N_w は 0~16 本の 1 本間隔としている。これらの設定の下で GA を用い最適設計を行った。

4. 数値計算

本研究が対象とする構造を図-6 に示す。左図が橋軸直角方向(面内)、右図が橋軸方向(面外)の構造図で、これら 2 方向の構造を同時に考慮し設計を行う。これらの構造を棒部材でモデル化して(図-7)解析の対象とした。慣性力の作用位置は、面内では上部構造の重心位置、面外では橋脚の天端位置としている。また、床版、主桁等の上部構造は剛性の高い断面を、橋脚部の隅角部および構造基部は図に記入した範囲を剛域と設定した。鋼材は、SM490Y である。以下、最適設計で得られた 1 次設計およびそれらを時刻歴応答解析で照査した結果を説明する。

4. 1 最適設計結果 前節の最適設計問題を解いて得られた設計を表-1 に示した。表には、これらの他に図

表－１ 最適設計結果

設計	参考	A	B	C
地盤	I 種	I 種	GO	GO
α	—	0.01	0.005	0.005
OBJ	—	1.732	0.923	0.955
N_r/N_w	4*3	5*4	4*3	6*4
$B \cdot t_f$ (cm)	225*2.6	195*1.4	160*1.6	165*1.1
$H \cdot t_w$ (cm)	160*2.6	130*1.9	110*1.3	110*1.2
$b_{fs} \cdot t_{fs}$ (cm)	19*2.6	15*3.2	17*1.6	15*1.6
$b_{ws} \cdot t_{ws}$ (cm)	19*2.6	21*3.2	14*1.9	17*1.6
A_r (m ²)	0.269	0.206	0.118	0.113
I (m ⁴)	内	0.118	0.051	0.024
	外	0.192	0.112	0.040
T (sec)	内	0.382	0.517	0.704
	外	0.643	0.852	1.355
R_r	内	0.377	0.506	0.436
	外	0.346	0.304	0.407
R_f	内	0.410	0.400	0.426
	外	0.394	0.270	0.355
λ	内	0.163	0.217	0.237
	外	0.343	0.392	0.498
N/N_y	内	0.087	0.114	0.200
	外	0.087	0.114	0.200
r/r^*	内	0.840	1.602	1.047
	外	0.762	1.275	1.038

表－２ 時刻歴応答解析による照査

設計	参考	A	B	C
限界比	外 基	49.1	37.2	74.5
	内 下	14.0 10.7	60.9 61.3	57.1 57.5
	内 上	17.4 17.3	41.6 43.2	45.9 47.9
降伏比	外 基	424	538	673
	内 下	62.2 63.9	234 243	253 264
	内 上	106 105	321 323	316 319
最大変位(cm)		16.5	20.4	29.8
残留変位(cm)		5.4	5.6	14.3

て用いている。さらに、時刻歴応答解析のプログラム (TDAPⅢ) の都合上、図－２に点線で示されるパイリニアモデルに変換して用いている。

結果を表－２に示した。表は、各設計毎に応答曲率の最大値を図－２の N 点(限界比、 ϕ_{max}/ϕ_n)と Y 点(降伏比、 ϕ_{max}/ϕ_y)に対応する曲率に対する比(%)で表している。限界比は 100%以下であれば構造の耐震性は満足されていることになり、降伏比は、100%以上であれば、塑性域に達していることを意味する。結果より、すべての設計はそれぞれの規準に対応する耐震性は満足していた。また、＜参考設計＞は道路橋 3 波平均で弾性域に止まっており、多少余裕のある断面となっている。表－２には時刻歴応答解析の結果得られた面外の最大応答変位と残留変位も示してある。設計 B で比較的大きな残留変位量を示している。

５. あとがき

鋼製橋脚の最適耐震設計システムを提案し、それに基づく数値計算例を示した。提案システムは、基本的に静的非線形解析に基づく耐震性の照査法による最適設計を行い、それを 1 次設計とし、時刻歴応答解析で照査をするという考え方である。本報告では、1 次設計はすべて時刻歴応答解析による照査を満足した。1 例の計算で結論を出すわけにはいかないが、今回の計算例では、保耐法あるいは非線形スペクトル法に基づく設計の妥当性がある程度示されたと考える。また、道示と JR 標準による設計の差はかなりあり、これは、弾性スペクトルの加速度の最大値の差が大きく影響しているものと考えられるが、今後の検討課題としたい。今後、満足しない 1 次設計のケースも含めて検討を深めたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書 V 耐震設計編, 丸善, 1997.
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準 耐震設計, 丸善, 1999.
- 3) 杉本・渡辺・齊藤:RC ラーメン高架橋の耐震補強最適化に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.385-394, 2000.
- 4) 杉本・村部・朝日・古川・高久:鋼製橋脚の最適耐震設計法の一試み, 第 4 回保耐法に基づく橋梁耐震設計シンポジウム, pp.251-256, 2000.
- 5) 杉本・村部・朝日・古川・高久・渡辺:鋼製橋脚の最適設計法について, 構造工学論文集 Vol.47A, 2001. (掲載予定)
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書 II 鋼橋編, 1996.
- 7) 日本橋梁建設協会:デザインデータブック, 1997.

－ 6 の構造を実務者が設計した結果を＜参考設計＞として示している。設計 A は、道示の保耐法で照査する設計の結果で、地盤条件は I 種地盤、式(1)の α は 0.01 の結果である。設計 B は、JR 標準に基づく保耐法で照査する設計の結果で、地盤条件は GO 地盤、 α は 0.005 の結果である。また設計 C は、JR 標準の非線形スペクトル法で照査する設計の結果で、他の条件は設計 B と同じである。表には、目的関数(OBJ)以外に、各断面寸法の詳細を示してある。内、外は、面内、面外を意味する。上から補剛材本数、フランジ断面寸法、ウェブ断面寸法、フランジ補剛材断面寸法、ウェブ補剛材断面寸法である。また、断面積 A_r 、2 方向の断面 2 次モーメント I、固有周期 T、板パネルの幅厚比パラメータ R_r 、補剛板の幅厚比パラメータ R_f 、柱の細長比パラメータ λ 、柱の作用軸力と降伏軸力の比である軸力比 N/N_y 、補剛材剛比 r/r^* の数値を示している。これらの 5 つのパラメータの内、 R_f 以外は制約条件として考慮されているものである。

補剛材の本数は、おおよそ同程度であるので、断面積 A_r で比較すると、道示による設計 A は、JR 標準による設計 B、C の 1.8 倍であった。設計に使用しているスペクトル図の関係と思われる。＜参考設計＞は、設計 A よりもさらに 3 割ほど大きい断面を採用している。これらの設計の適否の判断には次に説明する時刻歴応答解析の結果も必要であるので、それらを次に説明する。

４．２ 時刻歴応答解析法による照査 ここでは最適設計で得られた 1 次設計を、時刻歴応答解析法によって照査する。入力地震波は、＜参考設計＞と設計 A に対しては道示の 3 波 (タイプ II, I 種地盤) を用い、それらの平均値を求めた。設計 B、C に対しては、JR 標準で提案される地震波 (GO 地盤) を用いた。この時の骨格曲線は、前記のように図－２の $M-\theta$ 関係を $M-\phi$ 関係に変換し