地震時における多層骨組の最大変形とエネルギー応答

THE MAXIMUM DISPLACEMENT AND ENERGY RESPONSE OF MULTI-STORY FRAMES UNDER EARTHQUAKES

高橋 誠*, 秋山 宏**
Makoto TAKAHASHI and Hiroshi AKIYAMA

The structural behavior of structures under earthquakes can be clearly described on the basis of the balance of the input energy by earthquakes and the energy absorption capacity of structures. In practical seismic design, not only cumulative inelastic deformations which can be directly related to the energy absorption capacity but also the maximum plastic deformations and residual inelastic deformation must be precisely estimated. In this paper, the deformation responses of the multi-story moment frames are obtained by numerical analyses and the relationship between cumulative deformations and the maximum deformations are made clear. The structural types are identified to be composite structures composed of elastic(flexible) elements and elastic-plastic(stiff) elements. The most important parameter which governs the deformation response is found to be the shear stress ratio between the flexible and stiff elements.

Keywords : *input energy by earthquakes, energy absorption capacity, cumulative inelastic deformation, maximum plastic deformation, numerical analyses, composite structures composed of flexible and stiff elements*

地震エネルギー入力, エネルギー吸収能力, 累積塑性変形, 最大塑性変形, 数値解析, 柔剛混合構造

1. 序

構造物に対する地震の荷重効果を表現する量として, 地震動が構造物にもたらす入力エネルギーは最も重要である。その理由は後述するように, 構造物の吸収エネルギーは入力エネルギーと等しく, 構造物の吸収エネルギーが構造物の地震に対する応答の一つの総体的な表現であるからである。これに対して, 地動の最大加速度, 最大速度等は構造物の地震応答を直接表現し得ない。また, 種々の弾性応答スペクトルも, 構造物の弾性挙動と対応するが, 弾塑性挙動と直接対応しない。

入力エネルギーないし, 入力エネルギーと構造物の1次固有周期との関係を示すエネルギー・スペクトルを用いれば, 構造物が弾性に留まるか否かに関わらず, 構造物が受ける荷重効果を直接的に表現することができる。地震により構造物に投入されたエネルギーの一部は逸散減衰として地盤に放散される。この逸散減衰は近似的に粘性減衰として扱うことができ, 構造物の非線形挙動による履歴吸収エネルギーに逸散減衰の効果を含めて考えることができる。

このように地震入力エネルギーは, 結果的には構造物にすべて吸収されてしまうので, 構造物の累積塑性歪エネルギーが地震応答の総体を表すものと云える。

構造設計において, 累積塑性歪エネルギーと並んで重要な損傷の尺度として, 最大変形が挙げられる。最大変形の厳密な推定は非線

形応答解析によって求めざるを得ないが, 累積塑性歪エネルギーとある種の対応関係にある。この関係を把握すれば, エネルギーの釣合式に基づいて, 設計に関わる構造物の重要な応答量が共に推定できることになる。既に, これ迄に累積塑性歪エネルギーないし, 累積塑性変形量と最大変形との概略の関係は求められているが¹⁾, 本論文は地震動, 復元力特性の違いに着目した多層骨組の地震応答解析を通して, より一般的に両者の対応関係を求めることを目的としている。

2. 累積塑性歪エネルギーと最大変形の関係

一層骨組を考えれば, 地震時の力の釣合式は次式で表現できる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Q(x) = -M\ddot{z}_0 \quad (1)$$

ここで, M : 骨組の総質量

$\ddot{z}_0$: 地動加速度

x : 骨組の地表面に対する相対変位

C : 減衰係数

$Q(x)$: 骨組の復元力

上式の両辺に微小変形増分 dx (ないし $\dot{x}dt$) を乗じて地動の継続時間にわたって積分すれば次式のエネルギー釣合式が得られる¹⁾。

$$W_e + W_h + W_p = E \quad (2)$$

ここで, W_e : 弾性振動エネルギー

* 東京大学工学部建築学科 助手・博士(工学)

** 東京大学工学部建築学科 教授・工博

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

W_h : 減衰による吸収エネルギー

W_p : $Q(x)$ の非線形性による累積塑性歪エネルギー

E : 総エネルギー入力

地動終了時には、一般に弾性振動エネルギーは殆ど消失している。また、 W_h も一種の履歴吸収エネルギーと考えることができ W_p に含めて考えることにすれば、次式の表現が可能である。

$$W_p = E \quad (3)$$

W_p は正の荷重領域でなされるエネルギー吸収 W_p^+ と負の荷重領域でなされるエネルギー吸収 W_p^- の和であり、次式で表される。

$$W_p = W_p^+ + W_p^- \quad (4)$$

骨組の一方向水平力下の荷重変形関係が図1に示されるものとする。 Q_Y は降伏耐力であり、 δ_Y は Q_Y に対応する弾性層間変位である。一方向荷重下の塑性歪エネルギーを次式で定義する。

$$W_{pm} = \int_{\delta_Y}^{\delta_m} Q dx \quad (5)$$

ここで、 δ_m : 最大層間変形。

δ_m を次式で表現すれば、 W_{pm} は μ の関数となる。

$$\delta_m = (1 + \mu) \delta_Y \quad (6)$$

ここで、 μ : 塑性変形倍率

図1 一方向水平力下の荷重変形関係

地震動下では骨組は正、負の荷重領域で最大変形 δ^+ , δ^- を生ずる。 δ^+ , δ^- に対応する μ を μ^+ , μ^- とする。 μ^+ , μ^- の平均値 $\bar{\mu}$ に対応する W_{pm} を用いて、(4)式は形式的に次式のように表現できる。

$$W_p = 2 W_{pm}(\bar{\mu}) a_p \quad (7)$$

$$\text{ここで、} \bar{\mu} = \frac{\mu^+ + \mu^-}{2}$$

a_p は係数で、(7)式より次式で定義される。

$$a_p = \frac{W_p}{2 W_{pm}(\bar{\mu})} \quad (8)$$

正、負の荷重領域の累積塑性変形倍率 η^+ , η^- , 累積塑性変形倍率 η を次式で定義する。

$$\left. \begin{aligned} \eta^+ &= \frac{W_p^+}{Q_Y \delta_Y}, \quad \eta^- = \frac{W_p^-}{Q_Y \delta_Y} \\ \eta &= \frac{W_p}{Q_Y \delta_Y} = \eta^+ + \eta^- \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

η^+ , η^- の内の大きい方の値を最大累積塑性変形倍率 η_m とする。

W_{pm} の無次元量 A_{pm} を次式で定義する。

$$A_{pm} = \frac{W_{pm}(\bar{\mu})}{Q_Y \delta_Y} \quad (10)$$

これ等の諸量を用いて、(7)式は次のように表される。

$$\bar{\eta} = A_{pm}(\bar{\mu}) a_p \quad (11)$$

$$\text{ここで、} \bar{\eta} = \frac{\eta^+ + \eta^-}{2} \text{ : 平均累積塑性変形倍率}$$

一方向荷重下における荷重変形関係が完全弾塑性型である場合には次式が成り立つ。

$$A_{pm} = \bar{\mu} \quad (12)$$

従って、(11)式は次式に帰着する。

$$\frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = a_p \quad (13)$$

μ^+ , μ^- の内の大きい方の値を最大塑性変形倍率 μ_m とする。 $\eta = 2\bar{\eta}$ であり、次式が成立する。

$$\frac{\eta}{\mu_m} = a_p \frac{2\bar{\mu}}{\mu_m} \quad (14)$$

$\bar{\mu}/\mu_m$ は最大変形の一方向への片寄りと考えれば、次式の範囲にある。

$$0.5 \leq \frac{\bar{\mu}}{\mu_m} \leq 1.0 \quad (15)$$

従って、(14)式から次式が得られる。

$$a_p \leq \frac{\eta}{\mu_m} \leq 2.0 a_p \quad (16)$$

a_p , $\bar{\mu}/\mu_m$ が定量化されれば、最大変形、累積塑性変形が入力エネルギーと対応づけられることになる。多層骨組の場合において、各層の応答諸量に着目する場合には、(4)~(16)式は、層の位置を示す添字 i を添付することによってそのまま適用できる。その場合、 μ は層間変形に基づいて求められる。また、各層の累積塑性歪エネルギーを W_{pi} とすれば、骨組全体の W_p は次式で表せる。

$$W_p = \sum W_{pi} \quad (17)$$

本論文では、固有周期が2.0秒より短く、1層建物も含めた中低層建物を想定し、それらを代表するものとして、層数 N が10である多層骨組を解析モデルとして採る。また、これ等に対する応答諸量を、層の位置に関わらず定量化しようとするものであることから応答値に i を付すことなく一層建物の場合と同様に表記する。

地震動としては、海洋型地震動を代表に十勝沖地震の八戸記録 EW 成分、内陸型地震として Imperial Valley 地震 El Centro 記録 NS 成分、兵庫県南部地震 JMA 神戸 NS 成分を用いる。

3. 入力地震動の特性

3-1 エネルギースペクトル

図2に解析に用いる地震動による臨界減衰比10%、1質点弾性系のエネルギースペクトルを示す。縦軸は総エネルギー入力 E の次式による速度換算値である。横軸は系の固有周期 T (秒) である。

図2 エネルギースペクトル

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (18)$$

ここで、 M ：質点の質量

固有周期が2秒より短い領域において神戸 NS 波の入力が著しく大きいことが特徴である。

3-2 時刻歴エネルギー入力

図3に各地震波による時刻歴エネルギー入力曲線を示す。地震動継続時刻 t における総エネルギー入力 $E(t)$ を地震終了時の総エネルギー入力に対する比率で表したものである。太実線は $h=0.1$ 、 $T=1.0$ の1質点弾性系の時刻歴入力曲線であり、曲線上の●印は最大層間変位発生点である。細実線は $N=5$ で $T=1.0$ の無減衰完全弾塑性系に対する時刻歴入力曲線であり、○印は各層の最大層間変位発生点である。降伏せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_i$ は次の値である。

$$\bar{\alpha}_i = \{1.0, 1.10, 1.25, 1.53, 2.01\}$$

両曲線は強い対応関係にあり、10%減衰1質点弾性系の時刻歴エネルギー入力が、同じ固有周期を持つ多質点弾塑性系の時刻歴エネルギー入力を代表すると云える。このことは他の地震動及び振動系に対しても同様に云えることである。最大変位は1質点系の場合、●印の様に、急激にエネルギーが増大する時間に発生する。多質点系の場合は○印の様に各層の最大変位の発生が一時期に集中するとは限らない。

時刻歴エネルギー入力曲線は、地震動及び振動系の固有周期によって変化するものの、一般的傾向として云えることは、入力が急激に増大する極く短い時間に大部分のエネルギーが入力されることである²⁾。瞬間的なエネルギー入力は最大変形応答と密接な関係を持っていると考えられ、1質点系を対象に時刻歴エネルギー入力と

図3 時刻歴エネルギー入力

最大変形応答とを対応づける試みが様々な方法でなされているが^{(3),(4),(5),(6),(7)}一般化するのは容易ではない。その理由は、図3(a)の場合のように多層骨組の場合における各層の最大変位はその層における時刻歴入力特性に大きく依存するものであることと、一つの地震に対して時刻歴エネルギー入力曲線は固有周期ごとに異なり複雑な様相を呈することにある。図4には八戸記録に対する $h=0.1$ の場合の1質点弾性系のエネルギー入力の時刻歴を示すが、この図に示されるように、一般に時刻歴入力曲線は周期によっても異なり、また、周期に対する変化に規則性がない。

地震終了時の総エネルギー入力は時刻歴入力の最終的な姿であるが、そこには地震継続中に発生する最大変形の痕跡が含まれているはずであることから、地震終了時の総エネルギー入力との関係において最大変形応答を評価する。

図4 時刻歴エネルギー入力曲線の固有周期による変化

4. 解析モデル

せん断型多層骨組を解析対象とする。せん断弾性多層骨組の一般形は柔剛混合構造としてとらえることができる^{1),8),9)}。柔剛混合構造は、図5に示される様に弾性要素と弾塑性要素の混合構造である。弾性要素の剛性は弾塑性要素の弾性剛性と比べて小さく柔要素と見なされ、弾塑性要素は剛要素と見なされ、両者の混合構造が柔剛混合構造と名付けられる。

柔要素を意図的に設けない場合には弾塑性要素のみから成る単独構造である。柔要素を導入することにより、図5(c)に示すように履歴特性に原点へ復帰する指向性が生じ、残留変形が減少し、同一エネルギー入力に対して最大変形の抑制効果が生ずることが明らかにされている^{8),9)}。

柔剛混合構造を特徴づけるものは、次式に示される柔剛要素間の剛性比 r_k 、及びせん断力比 r_q である (図5参照)。

$$r_k = \frac{k_f}{k_s} \quad (19)$$

図5 柔剛混合構造

$$r_q = \frac{Q_f}{sQ_Y} \quad (20)$$

ここで、 k_f ：柔要素のバネ定数

k_s ：剛要素のバネ定数

Q_f ：柔要素の最大負担せん断力

sQ_Y ：剛要素の降伏せん断力

平均最大変形応答 $\bar{\mu} s\delta_Y$ ($s\delta_Y$ ：剛要素の降伏変形) の下における r_q は、 $sQ_Y = k_s s\delta_Y$ 、 $Q_f = k_f(1 + \bar{\mu}) s\delta_Y$ であるから次式のように表現できる。

$$r_q = (1 + \bar{\mu}) r_k \quad (21)$$

r_k は柔要素のみのバネによる固有周期 T_f と剛要素のみのバネによる固有周期 T_s で与える。表1に解析に用いた T_f 、 T_s を示す。 T は合成した固有周期である。

k_f と sQ_Y が一定の場合、 k_s が大きい程、剛要素の塑性化によるエネルギー吸収効率が高まり、一定の入力エネルギーに対して最大変形の抑制効果は強まる筈である。しかし、 k_s が大きい程 r_k は小さくなる。この意味で r_k は柔剛混合構造における最大変形抑制効果を直接支配する量ではない。一方、 r_q は履歴特性における求心性を直接表すもので、変形抑制効果の主要因子となり得る。本論文では、 r_q を主要パラメータとして変形応答を整理する。

剛要素の復元力特性としては、鋼構造剛接骨組を代表するものとして完全弾塑性型復元力特性と、それにいわゆる Bauschinger 効果を付加したモデル¹⁰⁾を採りあげ、鉄筋コンクリート剛接骨組を代表するものとして剛性劣化型の復元力特性 (Clough モデル) を採りあげる。

鋼構造骨組において、正、負の漸増変位繰返し荷重を受ける層の水平せん断力と層間変位との関係は、図6(a)に示すように骨格曲線部、Bauschinger 部、弾性除荷部に分けられる。繰返し曲線における一つの荷重変形関係に着目すれば、Bauschinger 部の途中で除荷

が起こらない場合の Bauschinger 部の形状は図6(b)の様に描ける。細実線は Bauschinger 部終端から除荷するとした場合の除荷曲線である。(b)図中の δ_B は Bauschinger 振幅であり、この振幅の大きさは、それまでに経過した繰返し履歴における骨格部の累積塑性変形の大きさに比例して増大する傾向があることが分かっている¹⁰⁾。比例定数 r_B を用いて Bauschinger 振幅 δ_B は次式によって与えられる。

$$\delta_B = r_B \sum \delta_s \quad (22)$$

ここで、 δ_s ：一つの Bauschinger 部が生ずるまでに正、負の各荷重領域で経験した骨格部の累積塑性変形。

r_B の現実的な範囲は $0.1 \leq r_B \leq 0.5$ と見積もられており¹⁰⁾、本論文では $r_B = 0.5$ を用いている。Bauschinger 部は(b)図中に太破線で示すように、弾性剛性と同一の勾配を持つ線分と $0.5sQ_Y$ 点から Bauschinger 部終端に向かう線分の2直線で近似する。骨格曲線部は完全弾塑性型とする。

図6 履歴曲線の分解

鉄筋コンクリート剛接骨組における復元力特性を単純化した Clough モデルが図7に示されている。Clough モデルにおいては除荷時バネ定数は弾性時のバネ定数に対して次式によって低減させる。

$$k_{un} = k_e |r_{dY}|^{-0.5} \quad (23)$$

ここで、 r_{dY} ：最大層間変形の降伏層間変形に対する比率。

本論文で対象とする柔剛混合構造では剛要素のみが降伏する。入力エネルギーに対して解析モデルの強度レベルを統一するために、ベースシア係数 α_1 は次式で定められる値とする。

$$\alpha_1 = 0.1 \times \frac{2\pi V_E(T)}{gT} \quad (24)$$

ここで、 $V_E(T)$ ：(18)式ないし図2より与えられる入力エネルギー

図7 Clough モデル

g : 重力加速度。

(24)式は第1層の降伏せん断力係数が弾性限せん断力係数の10%の値であることを意味する。降伏せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_i$ は次の値とする。
 $V_E(T)$ を得るための T は表1より与える。

$$\bar{\alpha}_i = \alpha_i / \alpha_1 = \{1.0, 1.05, 1.1, 1.15, 1.25, 1.38, 1.52, 1.7, 2.01, 2.66\}$$

質量分布は一定値、バネ定数分布は強度分布に比例するものとする。

5. 応答解析結果

5-1 完全弾塑性型復元力特性を持つ場合

図8には完全弾塑性型 ($r_B = 0$) の復元力特性を持つ場合の応答を示す。いずれも横軸に(21)式に示す r_q を採っている。

(a) 最大層間変形応答の片寄り

図8(a)には $T_f = 2.5\text{sec}$ の場合の $\mu_m / \bar{\mu} - r_q$ 関係を示す。 r_q が増大するにつれて最大塑性変形の片寄りは減少する傾向があり、 $\mu_m / \bar{\mu}$ の上限及び平均的な値は次式で表される。

$$\text{上限値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\mu_m}{\bar{\mu}} = \frac{2+2r_q}{1+2r_q} \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\mu_m}{\bar{\mu}} = \frac{4}{3} \end{cases} \quad (25)$$

$$\text{平均的な値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\mu_m}{\bar{\mu}} = \frac{3+r_q}{2+2r_q} \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\mu_m}{\bar{\mu}} = 1.0 \end{cases} \quad (26)$$

尚、ここでの平均的な値は厳密な意味での平均値ではなく、平均値に近く、上限値との隔たりがおおよそ1.3倍以下の値である。

(b) 累積塑性変形の片寄り

図8(b)には $T_f = 2.5\text{sec}$ の場合の $\eta_m / \bar{\eta}$ を示す。 r_q の増大につれて $\eta_m / \bar{\eta}$ は急速に1.0に収束し、上限値、平均的な値は次式で表される。

$$\text{上限値} : \eta_m / \bar{\eta} = 1.5 - 2.5r_q \quad (r_q \leq 0.2) \quad (27)$$

$$\text{平均的な値} : \eta_m / \bar{\eta} = 1.25 - 1.25r_q \quad (r_q \leq 0.2) \quad (28)$$

(c) 平均累積塑性変形倍率と平均塑性変形倍率の対応

図8(c)に $\bar{\eta} / \bar{\mu} - r_q$ 関係を示す。 r_q の増大につれて、 $\bar{\eta} / \bar{\mu}$ のバラツキ幅は減少し、下限値並びに設計用準下限値が次のように表される。

$$\text{下限値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = 2 + 2r_q \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = 4.0 \end{cases} \quad (29)$$

$$\text{準下限値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = 3 + r_q \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = 4.0 \end{cases} \quad (30)$$

尚、ここでの設計用とは、本論文で設計用として提案すると云う意味である。

(d) 累積塑性変形倍率と最大塑性変形倍率との対応

図8(d)には $\eta / \mu_m - r_q$ 関係を示す。 $\bar{\eta} / \bar{\mu}$ 、 $\mu_m / \bar{\mu}$ が既知であれば、 η / μ_m は次式により求められる。

$$\frac{\eta}{\mu_m} = \frac{2\bar{\eta}}{\mu_m} = 2 \left(\frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} \right) \left(\frac{\bar{\mu}}{\mu_m} \right) \quad (31)$$

$\bar{\eta} / \bar{\mu}$ として下限値を用い、 $\bar{\mu} / \mu_m$ として上限値を採れば、 η / μ_m の下限値が得られる。下限値は(25)、(29)式より次のように得られる。

$$\text{下限値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 2 + 4r_q \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 6.0 \end{cases} \quad (32)$$

η / μ_m の設計値として下限値を採ることは η / μ_m のバラツキの大きさから見て保守的に過ぎると考えられる。そこで、 $\bar{\eta} / \bar{\mu}$ の値としては準下限値を採り、 $\mu_m / \bar{\mu}$ としては平均的な値を採り、これを設計値とすれば(26)、(30)式より次式が得られる。

$$\text{設計値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 4 + 4r_q \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 8.0 \end{cases} \quad (33)$$

尚、ここでの設計値とは、本論文で設計値として提案すると云う意味である。

図8(d)の各図には実応答値と(25)~(33)の諸式の値が比較してある。(31)式に示される様に上述の諸式は互いに脈絡を持っている。(33)式は設計値という意味で重要である。諸式は図8に示される様に T_f に対する依存性はない。

5-2 バウシinger効果を伴う完全弾塑性型の復元力特性を持つ場合

図9にはバウシinger効果 ($r_B = 0.5$) を伴う完全弾塑性型の復元力特性を持つ系の応答を示す。この場合は全ての応答にわたって完全弾塑性型 ($r_B = 0$) の場合の応答と大差ない。従って、(25)~(33)式に示す諸関係がそのまま適用できる。図9の各図には(25)~(33)式が実応答値と比較されている。

5-3 剛性劣化型復元力特性を持つ場合

図10には鉄筋コンクリート剛接骨組に対応する劣化型復元力特性 (Clough 型) の場合の応答を示す。この場合も $\mu_m / \bar{\mu}$ には(25)、(26)式が、また、 $\eta_m / \bar{\eta}$ には(27)、(28)式が適用できる。一方、 $\bar{\eta} / \bar{\mu}$ には r_q による変化は殆ど見られず、下限値及び設計用準下限値は次のように求められる。

$$\text{下限値} : \frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = 2 \quad (34)$$

$$\text{準下限値} : \frac{\bar{\eta}}{\bar{\mu}} = 2.5 \quad (35)$$

η / μ_m は次式で表される。

$$\text{下限値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 2 + r_q \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 3.0 \end{cases} \quad (36)$$

$$\text{設計値} : \begin{cases} r_q \leq 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 3.75 + 1.25r_q \\ r_q > 1.0 \text{ で } \frac{\eta}{\mu_m} = 5.0 \end{cases} \quad (37)$$

(34)、(36)式及び(35)、(37)式より、この場合 $r_q \leq 1.0$ の範囲で $\mu_m / \bar{\mu}$ として次式を用いたことになる。

図8 $(\bar{\mu}+1)r_k$ に着目した応答：完全弾塑性型 ($r_B=0$) の場合

図9 $(\bar{\mu}+1)r_k$ に着目した応答：完全弾塑性型 ($r_B=0.5$) の場合

図10 $(\bar{\mu}+1)r_k$ に着目した応答：Clough モデルの場合