鋼構造軸組筋違構造の強震応答と耐震設計

RESPONSES TO STRONG GROUND MOTIONS AND DESIGN APPROACH OF STEEL FRAMES COMBINED WITH DIAGONAL BRACINGS

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

Steel diagonal bracing systems combined with moment frame can develop a preferable resistance against earthquakes. Lot of research works have been made on the hysteretic behavior of bracing systems already. However, real responses of these systems to earthquakes have not been made clear yet.

In this paper, the distribution of the cumulative plastic strain energy (structural damage) in one story and the damage distribution between stories during an earthquake are made clear and a simple design formula based on the energy balance is proposed.

Keywords: Diagonal Bracing, Cumulative Plastic Strain Energy, Balance of Energy, Damage Distribution

軸組筋違、累積塑性歪エネルギー、エネルギーの釣合、損傷分布

1. 序

鋼構造筋違構造の力学的挙動に関しては既に多くの貴重な研究成果が蓄積されている^{1),2),3),4)}。一方、筋違付骨組の耐震性に関しては、骨組の地震応答解析は行われてはいるが^{5),6),7)}、応答特性の総合の上に立った設計法の確立は未だなされていない。文献9)には設計法が述べられているが、応答特性の実証性に欠ける面がある。本論文では、応答特性を踏まえた上で筋違付多層骨組（ラーメン構造と筋違構造の混合構造）の耐震設計法を提案する。

応答特性は筋違構造の層のエネルギー吸収特性と層間のエネルギー集中特性に分けて定量化し、それ等を総合して設計法を構築する。骨組はせん断型多層骨組とする。

2. 軸組筋違構造の基本特性^{3),10)}

2.1 単調水平力下の筋違要素の荷重変形関係

Fig.1(a)に示す一对の筋違とこれを囲むピン支持された枠組骨組からなる筋違構造要素をとり上げる。枠組骨組部材は剛であるとする。水平力 Q の下で一方の筋違は引張応力を受け引張側筋違要素として挙動し、他方の筋違は圧縮応力下で圧縮側筋違要素として挙動する。両筋違は互いに干渉しないものとする。それぞれの要素の挙動を単純化して示したものがFig.1(b),(c)である。 Q は引張側筋違に作用する引張力の水平成分、 Q_c は圧縮側筋違に作用する圧縮力の水平成分である。 δ は水平変形であり、 Q_{BY} は引張側筋違降伏時の Q である。 δ_Y は Q_{BY} に対応する水平変形（降伏変形）である。

q_t は Q/Q_{BY} であり q_c は Q_c/Q_{BY} である。 e は水平変形の無次元量 δ/δ_Y である。引張側筋違の降伏後の歪硬化は無視されている。圧

縮側筋違の座屈後の荷重変形関係も連続曲線を線分で近似している。

圧縮側筋違の荷重変形関係を特徴づけるものは座屈によって決まる最大耐力の無次元量 q_M 、座屈後の負勾配の弾性剛性に対する比 k_d および大変形域における抵抗力の無次元量 q_m である。

q_M は現行の鋼構造設計基準(2003年度版)の短期許容応力度に従えば次の値となる¹⁰⁾。

$\lambda_e \leq \Lambda$ のとき

$$q_M = \left[1 - 0.4 \left(\frac{\lambda_e}{\Lambda} \right)^2 \right] \sqrt{1 + \frac{4}{9} \left(\frac{\lambda_e}{\Lambda} \right)^2} \quad (1)$$

$\lambda_e > \Lambda$ のとき

$$q_M = \frac{9}{13} \cdot \frac{\pi^2}{\lambda_e^2} \quad (2)$$

ここで、 $\lambda_e = \sqrt{\varepsilon_Y} \lambda$: 基準化細長比、 $\Lambda = \sqrt{\pi^2/0.6}$ 、

$\varepsilon_Y = \sigma_Y/E$: 降伏歪、 λ : 細長比、 E : ヤング率

q_m はParisの理論をもとにして得られる値で次式で与えられる³⁾。

$$10 = \frac{2}{\lambda_e^2} \cdot \frac{1}{q_m^2} \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi q_m}{2} \right) \quad (3)$$

$q_t - e$ 関係における負勾配 k_d は断面形に依存するが、 k_d の絶対値がもっとも大きくなる強軸回りに曲げ座屈するH形断面部材で代表させれば、 k_d は次の値となる。

$$\left. \begin{array}{ll} \lambda_e \leq 0.5 \text{ のとき} & k_d = 0 \\ \lambda_e > 0.5 \text{ のとき} & k_d = -0.2(\lambda_e - 0.5) \end{array} \right\} \quad (4)$$

筋違構造要素全体の荷重変形関係 $(Q_c, Q) - \delta$ 関係における降伏耐力 Q_Y は次の値となる。

* 日本大学総合科学研究所 教授・工博
** 正会員 博士(工学)

Prof., Graduate School of Science and Technology, Nihon University, Dr. Eng.
Member of AIJ, Dr. Eng.

$$Q_Y = [1 + q_M - (1 - q_M)k_d] Q_{BY} \quad (5)$$

Table 1 は圧縮側筋違の q_M , q_m , k_d , $q_Y (= Q_Y / Q_{BY})$ 等の数値を示す。

Fig.1 Deformation Characteristics of Diagonal Bracing

Table 1 Characteristics of Compression Bracing

λ_e	q_M	q_m	k_d	q_Y	$\bar{q}$	p_b	$\bar{q}/(1+\bar{q})$
1.0	0.98	0.37	-0.1	1.98	0.44	0.73	0.31
1.5	0.90	0.27	-0.2	1.88	0.31	0.70	0.24
2.0	0.82	0.21	-0.3	1.77	0.235	0.70	0.19
2.5	0.73	0.17	-0.4	1.62	0.18	0.73	0.15
3.0	0.63	0.14	-0.5	1.44	0.15	0.80	0.13
3.5	0.53	0.12	-0.6	1.25	0.13	0.91	0.12
3.65	0.50	0.11	-0.63	1.15	0.115	0.94	0.10

次に圧縮側筋違の荷重変形関係の更なる単純化を試みる。Fig.2 には圧縮側筋違の座屈後の q_c と変形量 $e' (= e - q_M)$ が示されている。座屈後の最大変形量 e'_M が与えられた場合、終局変形状態を示す B 点に至るまでのエネルギー吸収量が不変でかつ、平均的な耐力の劣化を表現できる劣化曲線の単純化は e' 軸に平行な図中の破線によってなされよう。破線のレベル $\bar{q}$ は吸収エネルギーを不変とする条件から図中の I 点で分けられる二つの斜線部分の面積が等しくなるように定められる。 $\bar{q}$ は次式で表せる。

$$\bar{q} = q_m + \frac{(q_M - q_m)^2}{2|k_d|e'_M} \quad (6)$$

Fig.2 Simplification of $q_c - e'$ Relation

現実の起こり得る圧縮筋違の変形量の上限的な値として $e'_M = 25$ を設定し $\bar{q}$ を求めた結果が Table 1 中に示されている。圧縮筋違の荷重変形関係をこのように近似した場合の座屈後の筋違要素の水平抵抗力は $(1 + \bar{q})Q_{BY}$ であり、初期の降伏耐力 Q_Y に対する座屈後の耐力の比率 p は次式で表される。

$$p = \frac{(1 + \bar{q})Q_{BY}}{Q_Y} = \frac{1 + \bar{q}}{1 + q_M + (1 - q_M)k_d} \quad (7)$$

本論文では、 $q_M \geq 0.5$ の筋違から成る構造を圧縮筋違構造と定義することにする。その理由は Table 1 に示されるように $\lambda_e = 3.65$ で $q_M = 0.5$ であり、この場合の q_Y はほぼ 1.0 であり、座屈耐力を無視した場合（引張筋違構造）の $q_Y (= 1.0)$ とほぼ同等であるからである。

Table 1 を参照して圧縮筋違構造の p_b , $\bar{q}/(1 + \bar{q})$ の代表値として次の値をとることとする。

$$p_b = 0.75 \quad (8)$$

$$\frac{\bar{q}}{1 + \bar{q}} = 0.2 \quad (9)$$

2.2 繰返し水平力下の筋違構造要素の荷重変形関係

座屈耐力が 0 の引張筋違構造の復元力特性はスリップ型であることは明らかである。圧縮筋違構造の復元力特性を文献 3) を参照して述べる。Fig.1 に示す一つの筋違のみに着目して繰返し水平力下の復元力特性を記述する。Fig.3 中で OAB は圧縮軸力下の荷重変形関係（骨格曲線）である。引張軸力下の荷重変形関係（骨格曲線）は OCD で示されている。繰返し水平力下で a→b→c→d→e→f→g→h→i→j→k の履歴をたどるものとする。a 点は圧縮側の除荷点であり、b 点は引張側の初期降伏点である。b 点の荷重は圧縮側除荷点荷重の絶対値に等しい。b 点からの負荷経路は引張側の骨格曲線の降伏開始点である。d 点は引張側の初期除荷点である。圧縮側での再負荷点 e の荷重は圧縮側の前回の除荷点の荷重と同一である。e, f は圧縮側の残余の骨格曲線をたどる。f 点は圧縮側の除荷点で g は引張側の降伏点である。降伏点の荷重は圧縮側の除荷点の荷重の絶対値に等しい。g 点からの負荷経路は前回の引張側の除荷点を指向する。更なる負荷経路は引張側の骨格曲線をたどる。以降 h→i→j は同様の履歴則に従う。除荷点から反対側の降伏点に至るまでの線分の勾配は骨格曲線の初期弾性勾配に等しい。この線分の上では q-e 関係は可逆的であり、圧縮側で除荷し再降伏する場合の荷重レベルは前回の圧縮側除荷点荷重と等しいものとする。以上で、任意変形の履歴に対して圧縮筋違構造の 1 要素の復元力特性が確定することになる。

Fig. 3 Restoring-Force Characteristics of Compressive Brace Unit

復元力特性を更に単純化したものが Fig. 4 である。Fig. 4(a)は引張側筋違要素の一方向荷重下の荷重変形関係で弾性変形は無視されている。Fig. 4(b)は Fig. 2 に示す単純化に基づく圧縮側筋違要素の荷重変形関係である。

Fig. 4 Deformation Characteristics of Bracing Members under Monotonic Loading

Fig. 3 に示す履歴則を適用すれば、Fig. 5 に示す復元力特性が得られる (Fig. 5(a))。筋違に引張力を与える向きの荷重下では、降伏耐力 $\bar{q}Q_{BY}$ と最大耐力 Q_{BY} とを結ぶ線分からなる移行部分がある。これを更に単純化し、移行部分の勾配を零とする。このことによる誤差はエネルギー吸収能力の過小評価であり容認される。このような単純化を行った結果が Fig. 5(b)である。各々筋違の抵抗力 Q_1 、 Q_2 の和が筋違要素の抵抗力となる。要素全体の復元力特性は Fig. 5(c)に示すように完全弾塑性型の復元力 Q_R とスリップ型の復元力 Q_S の和に等しい。

完全弾塑性型の復元力特性における降伏耐力を Q_{RY} 、スリップ型の復元力特性における降伏耐力を Q_{SY} とすれば、それ等は次式で表現できる。

$$Q_{RY} = 2\bar{q}Q_{BY} \quad (10)$$

$$Q_{SY} = (1-\bar{q})Q_{BY} \quad (11)$$

従って、次式が成立つ。

$$Q_{RY} + Q_{SY} = (1+\bar{q})Q_{BY} \quad (12)$$

(7),(8)式より

$$Q_{RY} + Q_{SY} = 0.75Q_Y \quad (13)$$

(9)式より、

$$\bar{q} = 0.25 \quad (14)$$

(10),(11),(14)式より次式が得られる。

$$Q_{RY} = 0.3Q_Y \quad (15)$$

$$Q_{SY} = 0.45Q_Y \quad (16)$$

以上で、圧縮筋違構造は完全弾塑性型要素とスリップ型要素に分解できることが明らかとなった。

Fig. 5 Simplification of Restoring-Force Characteristics of Diagonal Bracing Members

3. ラーメン構造と筋違構造の混合構造における層の累積塑性歪エネルギー

層の降伏耐力は次式で表される。

$${}_T Q_Y = {}_R Q_Y + {}_B Q_Y \quad (17)$$

ここで、 ${}_T Q_Y$: 層の降伏耐力

${}_R Q_Y$: ラーメン構造の降伏耐力

${}_B Q_Y = Q_Y = q_Y Q_{BY}$: 圧縮筋違構造の降伏耐力

筋違率 β を次式で定義する。

$$\beta = \frac{{}_B Q_Y}{{}_T Q_Y} \quad (18)$$

${}_T Q_Y$ に関する降伏せん断力係数 α を次式で定義する。

$$\alpha = \frac{{}_T Q_Y}{Mg} \quad (19)$$

ここで、 M : 建物の質量、 g : 重力加速度

層において降伏する要素はラーメン構造、引張筋違構造、圧縮筋違構造のラーメン要素、圧縮筋違構造のスリップ要素である。

一つの構造要素における最大塑性変形 δ_{pm} と累積塑性変形 δ_p との関係は構造形式に依存し、一般に次のように書かれる。

$$\delta_p = a_d \delta_{pm} \quad (20)$$

ここで、 $\delta_{pm} = \delta_m - \delta_y$

δ_m : 最大変形、 δ_y : 降伏変形、

a_d : 構造形式、復元力特性のタイプによる定数

a_d の代表的なものは次のようなものである。

$$\left. \begin{array}{ll} \cdot \text{ラーメン構造} & a_d = 4.0 \\ \cdot \text{引張筋違構造} & a_d = 2.0 \\ \cdot \text{ラーメン構造と引張筋違構造の混合構造における} & \\ \text{ラーメン構造}^{11)} & a_d = 8.0 \\ \cdot \text{柔剛混合構造における剛要素}^{10), 14)} & a_d = 10.0 \end{array} \right\} \quad (22)$$

3.1 ラーメン構造と圧縮筋違構造の混合構造

層において降伏する要素はラーメン構造、圧縮筋違構造の完全塑性要素およびスリップ要素である。各要素の塑性エネルギー吸収を求める。

(a) ラーメン構造：

ラーメン構造の降伏耐力 ${}_R Q_Y$ は次の値である。

$${}_R Q_Y = \alpha(1-\beta)Mg \quad (23)$$

ラーメン構造の累積塑性変形 ${}_R \delta_p$ は(22)式より

$${}_R \delta_p = 4.0(\delta_m - {}_R \delta_Y) \quad (24)$$

ここで、 ${}_R \delta_Y$ ：ラーメン構造の降伏変形

従って、累積塑性歪エネルギー ${}_R W_p$ は次の値となる。

$${}_R W_p = 4.0Mg\alpha(1-\beta)(\delta_m - {}_R \delta_Y) \quad (25)$$

(b) 圧縮筋違構造のラーメン要素

本要素の降伏耐力 ${}_{BR} Q_Y$ は次の値である。

$${}_{BR} Q_Y = 0.3\alpha\beta Mg \quad (26)$$

本要素はラーメン構造と混合構造を形成する。 $\delta_m < {}_R \delta_Y$ の範囲ではラーメン構造は弾性範囲にあり、柔剛混合構造における柔要素を形成する。圧縮筋違構造のラーメン要素は剛要素を形成する。本要素は圧縮筋違構造のスリップ要素と $\delta_m > {}_R \delta_Y$ において混合構造を形成する。一般に ${}_B \delta_Y < {}_R \delta_Y$ であり、本論文では累積塑性変形を定量化する際の筋違構造の降伏変形 ${}_B \delta_Y$ を無視することにする。

柔剛混合構造における累積塑性変形 ${}_{BR1} \delta_p$ は次の値となる。

$${}_{BR1} \delta_p = 10 {}_R \delta_Y \quad (27)$$

従って、累積塑性歪エネルギーは次の値となる。

$${}_{BR1} W_p = 3.0\alpha\beta Mg {}_R \delta_Y \quad (28)$$

スリップ要素との混合構造における累積塑性変形倍率 ${}_{BR1} \delta_{p2}$ は次の値となる。

$${}_{BR2} \delta_p = 8\delta_m \quad (29)$$

従って、累積塑性歪エネルギーは次の値となる。

$${}_{BR2} W_p = 2.4\alpha\beta Mg \delta_m \quad (30)$$

(c) 圧縮筋違構造のスリップ要素

本要素の降伏せん断力 ${}_{BS} Q_Y$ は次の値である。

$${}_{BS} Q_Y = 0.45\alpha\beta Mg \quad (31)$$

本要素の累積塑性変形 ${}_{BS} \delta_{p1}$ は次の値である。

$${}_{BS} \delta_{p1} = 2\delta_m \quad (32)$$

従って、本要素の累積塑性歪エネルギー ${}_{BS} W_p$ は次の値となる。

$${}_{BS} W_p = 0.9\alpha\beta Mg \delta_m \quad (33)$$

3.2 ラーメン構造と引張筋違構造の混合構造

層において降伏する要素はラーメン構造と引張筋違構造のみである。

(a) ラーメン構造

ラーメン構造は引張筋違構造との混合構造を形成し累積塑性変形倍率 ${}_B \delta_p$ は次の値である。

$${}_B \delta_p = 8.0(\delta_m - {}_R \delta_Y) \quad (34)$$

${}_R W_p$ は(25)式と同様に次の値となる。

$${}_R W_p = 8.0Mg\alpha(1-\beta)(\delta_m - {}_R \delta_Y) \quad (35)$$

(b) 引張筋違構造

引張筋違構造の累積塑性歪エネルギー ${}_B W_p$ は次の値となる。

$${}_B W_p = 2.0Mg\alpha\beta \delta_m \quad (36)$$

4. 筋違構造せん断型多層骨組の損傷分布

ラーメン構造せん断型多層骨組の損傷分布は既に明らかとなっている^{10),12)}。損傷分布は次式で表される。

$$\frac{W_{pk}}{W_p} = \frac{1}{\gamma_k} = \frac{s_k p_k^{-n}}{\sum s_i p_i^{-n}} \quad (37)$$

ここで、 W_{pk} ： k 層の損傷（累積塑性歪エネルギー）

W_p ：骨組全体の損傷

n ：損傷集中指数

$\gamma_k = W_p / W_{pk}$ ： k 層の損傷分散係数

$$s_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^N m_j}{M} \right)^2 \bar{\alpha}_i^2 \frac{k_i}{k_j} \quad (38)$$

m_j ： j 層の質量、 M ：総質量

$\bar{\alpha}_i$ ：最適降伏せん断力係数分布

k_i ： i 層のバネ定数

$p_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} / \bar{\alpha}_j$ ：降伏せん断力係数分布 α_i / α_1 の最適分布 $\bar{\alpha}_i$

に対する比

最適降伏せん断力係数分布下の損傷分布は(37)式において $p_i = 1.0$ とおけば次のように得られる。

$$\frac{W_{pk}}{W_p} = \frac{s_k}{\sum s_i} \quad (39)$$

(37)式により損傷分布が与えられる場合、 n の値は一つの層に降伏耐力の低下をもたらした場合の損傷分布の変化から次のように求めることができる¹²⁾。まず任意の降伏せん断力係数分布の下における着目する層の損傷分布を求め、これを a と置く。 a は(37)式より次式で表せる。

$$a = \frac{W_{pk}}{W_p} = \frac{s_k p_k^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} \quad (40)$$

次に k 層の降伏耐力を p_d ($p_d < 1.0$) 倍した場合の損傷分布を b と置く。 b は次式で表せる。

$$b = \frac{W_{pk}}{W_p} = \frac{s_k p_k^{-n}}{\sum_{j \neq k} s_j p_j^{-n} + s_k p_k^{-n} p_d^{-n}} \quad (41)$$

(40)、(41)式より n は次のように求められる。

$$n = -\ln \left\{ \frac{b(1-a)}{a(1-b)} \right\} / \ln p_d \quad (42)$$

圧縮筋違構造から成る多層骨組、引張筋違構造から成る多層骨組について応答解析により(42)式により求められた n の値が Fig.6 に示されている。

骨組は基本的に $\alpha_i / \alpha_1 = \bar{\alpha}_i$ となるように設計されている。このことを考慮して、(40)式により a の値を求める際の p_i の設定は損傷分布がほぼ(39)式を満たす分布とした。次式で示される k 層の累積塑性変形倍率 η_k の大きさは約 10~20 程度である。

$$\eta_k = \frac{W_{pk}}{Q_{Yk} \cdot \delta_{Yk}} \quad (43)$$

ここで、 W_{pk} : k 層の損傷

Q_{Yk} : k 層の降伏耐力、 δ_{Yk} : k 層の降伏変形

図中の曲線はラーメン構造柱降伏型骨組の n 値の近似曲線である。

n の値は p_d によって変化するが、 $p_d = 0.8$ に対応する値をその代表値とすることができる¹²⁾。結果として n の代表値は次の値となる。

$$n = 12.0 \quad (44)$$

n の値はラーメン構造柱降伏型骨組の n の値と同一である。

Fig.6 n-Values for Bracing Systems

5. ラーメン構造と筋違構造の混合構造の応答予測

5.1 単一の要素から成る多層骨組の応答予測

エネルギーの釣合式は次式で表される。

$$W_e + W_p + W_h = E = \frac{MV_E^2}{2} \quad (45)$$

ここで、 E : 総エネルギー入力、 W_e : 弾性振動エネルギー、

W_p : 累積塑性歪エネルギー、 W_h : 減衰による吸収エネルギー、 M : 総質量、 V_E : 総エネルギー入力の等価速度

度
 W_e 、 W_h を無視すれば次式が得られる。

$$W_p = E \quad (46)$$

多層骨組の第1層に着目すれば、(46)式は次式で表せる。

$$\gamma_1 W_{p1} = E \quad (47)$$

ここで、 W_{p1} : 第1層の累積塑性歪エネルギー

γ_1 : 第1層の損傷分散係数

5.2 多くの要素から成る多層骨組の応答予測

W_{p1} は次式で表せる。

$$W_{p1} = \sum_j j W_{p1j} \quad (48)$$

ここで、 $j W_{p1j}$: 第1層を構成する要素の累積塑性歪エネルギー、

W_p と W_{p1} との関係として次式を仮定することにする。

$$W_p = \sum_j j \gamma_{1j} W_{p1j} \quad (49)$$

ここで、 $j \gamma_{1j}$: 第1層を構成する要素の損傷分散係数

(49)式の妥当性は(49)式が格要素が単独に存在する場合及び各要素が等しい場合に成立することから不完全ながら立証される。

損傷分散係数は各要素が単独に存在する場合の値である。構成要素に応じて(37)式に適用すべき n の値が定まる。 n の代表値は次のようなものである。

・ ラーメン構造 :

柱降伏型 (せん断型) $n = 12$

梁降伏型 $n = 6$

・ 筋違構造 $n = 12$ (Fig.6)

・ 柔剛混合構造(補足参照) $n = 3$

(50)

$j \gamma_1$ を求める際には実際の最適強度分布からの偏差 p_i を定める必要がある。 p_i としては次式が提案されている^{10),13)}。

$$p_1 = 1.0$$

$$p_{i+1} = p_d = 1.185 - 0.0014N$$

(51)

6. 応答予測と時刻歴応答解析結果との比較

6.1 比較における基本事項

一つの地震力、一つの構造物周期に対して一つの最適強度分布が定まる。地震動、構造物周期毎に最適強度分布は異なり厳密には一定ではなくバラツキを伴う。従って、本論文における最適強度分布は平均的な値としての意味を持つに過ぎない。(37)、(51)式を用いることにより、平均的な最適強度分布からの構造物の強度分布のずれから損傷集中を評価することが可能である。一方、平均的な最適強度分布の真の最適強度分布からのずれが損傷集中をもたらす。この場合の損傷集中は平均的な最適強度分布を持つ系の複数の地震動に対する応答のバラツキより評価することができる。

上記の二つの方法による損傷集中の評価が一致すれば γ_1 を用いた評価法の妥当性が検証されたことになる。

本論文では、このような考え方に沿って、最大層間変形の予測を(37)、(51)式によって行い、応答解析は平均的な最適強度分布を持つ系に異なる3つの地震動を適用して全層における層間変形の最大値を求め両者を比較する。予測値は第1層の最大層間変形で代表させる。

6.2 解析モデル

解析モデルは多層のラーメン構造と筋違構造の混合構造である。Fig.1(a)に示す筋違構造を高さ方向に連ねた多層筋違構造として、こ

れにせん断型多層ラーメン構造を各床レベルでピン接合して並列配置した骨組を基本とする。柱の伸縮に伴う骨組の変形（曲げ変形）は無視する。

建物階数 N は、 $N=1, 5, 10$ の3通りである。

ラーメン構造は柱降伏型（せん断型）とし、筋違構造は圧縮筋違構造と引張筋違構造の場合をとり上げる。圧縮筋違構造の基準化細長比は $\lambda_e = 2.0$ の場合を主とし、圧縮筋違構造の限界に近い $\lambda_e = 3.5$ の場合も加えた。筋違構造の降伏変形 ${}_B\delta_Y$ としては ${}_B\delta_Y = 1.0$ cm を中心とし、 ${}_B\delta_Y = 0.5, 2.0$ cm の場合も加えた。その他の諸元は次のように定めた。

ラーメンの降伏層間変形	:	${}_R\delta_Y = 2.0$ cm
地震入力	V_E	: $V_E = 150$ cm/s
第1層の降伏せん断力係数 α_1	:	$\alpha_1 = 0.4$
強度分布	α_i/α_1	: 最適分布（文献14参照）
地震波	:	El Centro 記録（Imperial Valley 地震、1940） 八戸記録（十勝沖地震、1968） 神戸海洋気象台記録（兵庫県南部地震、1995）

地震動は原記録波に加速度倍率を乗じて入力された。加速度倍率は V_E が目標値に $\pm 5\%$ の精度で一致するように試行錯誤で設定された。

6.3 ラーメン構造と圧縮筋違構造の混合構造

第1層における各構成要素が吸収する累積塑性歪エネルギーを以下に示す。

$$\left. \begin{array}{l} \text{ラーメン構造:} \\ {}_RW_{p1} = 4.0Mg\alpha_1(1-\beta)(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y) \\ \text{圧縮筋違構造} \\ \text{ラーメン要素:} \\ {}_{BR1}W_{p1} = 3.0Mg\alpha_1\beta{}_R\delta_Y \text{ (柔剛混合構造)} \\ {}_{BR2}W_{p1} = 2.4Mg\alpha_1\beta(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y) \\ \text{スリップ要素} \\ {}_{BS}W_{p1} = 0.9Mg\alpha_1\beta\delta_{m1} \end{array} \right\} \quad (52)$$

ここで、 δ_{m1} : 第1層の δ_m

損傷分散係数 γ_1 は(37),(51)式より次のように表現できる。

$$\gamma_1 = 1 + p_d^{-n} \left(\sum_i s_i - 1.0 \right) \quad (53)$$

$\sum_i s_i$ は次式で近似できる¹⁰⁾。

$$\sum_i s_i = 0.36 + 0.64N \quad (54)$$

ここで扱う解析モデルはせん断型ラーメン構造と筋違構造であり、基本的には $n = -12.0$ である。従って、 γ_1 の値は主として次の値となる。

$${}_1\gamma_1 = 1 + p_d^{-12} \left(\sum_i s_i - 1.0 \right) \quad (55)$$

ただし、圧縮筋違構造のラーメン要素とラーメン構造が柔剛混合構造を形成する。従って、この要素に対しては用いるべき γ_1 の値 (${}_2\gamma_1$) は(50)式より次の値となる。

$${}_2\gamma_1 = 1 + p_d^{-3} \left(\sum_i s_i - 1.0 \right) \quad (56)$$

以上で(47)式より次式が得られる。

$$\begin{aligned} & [4.0\alpha_1(1-\beta)(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y) + 2.4\alpha_1\beta(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y) + 0.9\alpha_1\beta\delta_{m1}]_1 \gamma_1 \\ & + 3.0\alpha_1\beta{}_R\delta_Y{}_2\gamma_1 = \frac{V_E^2}{2g} \end{aligned} \quad (57)$$

ただし、 $\beta = 1.0$ の場合はラーメン構造と筋違構造の混合効果はなく筋違構造単独であり、釣合式は次式となる。

$$3.3\alpha_1\delta_{m1}\gamma_1 = \frac{V_E^2}{2g} \quad (58)$$

6.4 ラーメン構造と引張筋違構造の混合構造

第1層における各構成要素が吸収する累積塑性歪エネルギーを以下に示す。

$$\left. \begin{array}{l} \text{ラーメン構造:} \\ {}_RW_p = 8.0Mg\alpha_1(1-\beta)(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y) \\ \text{引張筋違構造:} \\ {}_{BS}W_p = 2.0Mg\alpha_1\delta_{m1} \end{array} \right\} \quad (59)$$

(47)式より次式が得られる。

$$[8.0\alpha_1(1-\beta)(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y) + 2.0\alpha_1\beta\delta_{m1}]_1 \gamma_1 = \frac{V_E^2}{2g} \quad (60)$$

ただし、 $\beta = 0$ の場合はラーメン構造と筋違構造の混合効果はなくラーメン構造のみが存在し、釣合式は次式となる。

$$4.0\alpha_1(\delta_{m1}-{}_R\delta_Y)_1 \gamma_1 = \frac{V_E^2}{2g} \quad (61)$$

6.5 応答解析結果

Fig.7 にはラーメン構造と圧縮引張筋違構造の混合構造の応答解析結果と予測値の比較を示す。解析パラメータは次の値である。

$${}_R\delta_Y = 2.0 \text{ cm}, \quad {}_B\delta_Y = 1.0 \text{ cm} \text{ (各階共通)}, \quad \lambda_e = 2.0$$

Fig.7 の上段にはラーメン構造の累積塑性歪エネルギー ${}_RW_p$ の全損傷 W_p に対する比を示す。下段は最大層間変形 δ_m を示す。横軸は筋違率 β である。応答解析結果の δ_m は全ての層の最大層間変形の最大値を示す。予測値は6.3、6.4に示した δ_{m1} を示す。

損傷分布に関しては筋違構造に損傷が集中する傾向が見られる。これは、圧縮筋違構造のラーメン要素のエネルギー吸収が大きいことに起因している。予測は概ね良好である。最大変形については神戸海洋気象台記録を除けば、純ラーメン構造の場合に比べて混合構造の最大変形は小さく予測値と良く対応している。これは圧縮筋違構造の高いエネルギー吸収効果と変形抑制効果を物語っている。

一方、神戸海洋気象台記録の場合、 $N=1$ の場合において、応答値は予測値の倍程度にもなる。これは、地震エネルギー入力が建物に極めて短時間に投入され、(22)式に示す a_d の値が不適切であることを物語っている。

Fig.8 はラーメン構造と引張筋違構造の混合構造の応答解析結果と予測値の比較を示す。解析パラメータは次の通りである。

$${}_R\delta_Y = 2.0 \text{ cm}, \quad {}_B\delta_Y = 1.0 \text{ cm} \text{ (各階共通)}$$

損傷分布に関してはラーメン構造に損傷が集中する傾向が見られる。これはスリップ要素とラーメン構造の混合構造におけるラーメン構造の効率的なエネルギー吸収に起因している。最大変形もスリップ要素の変形抑制効果により、 $\beta < 0.8$ の範囲では、純ラーメン構造の場合の最大変形を下まわっている。応答予測は概ね良好である。

Fig.9、Fig.10 には $N=1$ の場合で筋違の降伏変形 ${}_B\delta_Y$ を変化させた

場合の δ_{m1} を示す。用いた地震記録は El Centro 記録である。Fig.8 が圧縮筋違構造、Fig.9 が引張筋違構造の場合である。 $\beta \delta_Y$ の変化は応答結果に大きな影響を与えないことがわかる。

Fig.11 にはラーメン構造と圧縮筋違構造の限界に近い $\lambda_c = 3.5$ の圧縮筋違との混合構造の応答解析結果を示す。この場合も予測値は応答値と良く対応しており、 $\lambda_c = 2.0$ の場合と大差ない。

Fig.7 Results of Response Analysis for Moment Frames with Compression Diagonal Bracings (In Case of $\lambda_c = 2.0$)

Fig.8 Results of Response Analysis for Moment Frames with Tension Diagonal Bracings

Fig.9 Influence of Yield Deformation of Bracing Element on Maximum Deformation Response (In Case of Compression Bracing)

Fig.10 Influence of Yield Deformation of Bracing Element on Maximum Deformation Response (In Case of Tension Bracing)

Fig.11 Results of Response Analysis for Moment Frames with Compression Diagonal Bracings (In Case of $\lambda_c = 3.5$)

7. 結語

筋違付多層骨組の地震時の応答特性を明らかにし、エネルギーの釣合式を基に耐震設計法を導いた。筋違付骨組の耐震性に関して次の諸点が明らかになった。

I. ラーメン構造と圧縮筋違構造の混合構造

- 1) 圧縮筋違構造は地震時の履歴挙動に着目すれば、ラーメン要素とスリップ要素に分解できる。
- 2) 圧縮筋違構造のラーメン要素はラーメン構造と柔剛混合構造を形成し、ラーメン構造が弾性に留まる状態で大きなエネルギー吸収を行う。
- 3) 主として、2)の要因によって混合構造における筋違材のエネルギー吸収はラーメン構造を上回るものとなる。
- 4) 同一の総エネルギー入力に対して混合構造の最大変形応答は β の全域で純ラーメン構造のそれと同等かそれより小さくなる。

II. ラーメン構造と引張筋違構造の混合構造

- 1) 引張筋違構造の復元力特性はスリップ型である。
- 2) ラーメン構造とスリップ型要素の混合構造ではラーメン構造のエネルギー吸収効率が高まり、ラーメン構造に塑性歪エネルギーが集中する。
- 3) 同一の総エネルギー入力に対して、混合構造の最大変形応答は $\beta < 0.8$ の範囲で、純ラーメン構造のそれと同等かそれより小さくなる。

筋違構造はラーメン構造に匹敵するエネルギー吸収能力を発揮する。特に圧縮筋違構造のラーメン要素はラーメン構造と柔剛混合構造を形成する。ラーメン構造を弾性範囲に留め、圧縮筋違構造のラーメン要素を剛要素とすれば、損傷分散型の多層骨組を実現できる。但しこの場合、剛要素が全てのエネルギーを吸収することになり、圧縮筋違の終局エネルギー吸収を明確にする必要がある。一般に圧縮筋違構造では全体座屈と局部座屈が連成して筋違材の破断をもたらすので、局部座屈との関連において終局エネルギー吸収能力を評価することが今後の課題となる⁸⁾。

補足：柔剛混合構造

基本的な構造形式として、Fig.A に示される柔剛混合構造が挙げられる。柔剛混合構造は弾性挙動する柔要素と弾塑性挙動する剛要素との混合構造である。柔要素の弾性剛性に比べ剛要素の弾性剛性は十分に大きいので柔剛の区別が付けられる。柔要素と剛要素の混合比は次式で示される r_Q によって定義される。

$$r_Q = \frac{f_Q Q_m}{s_Q Q_r} \quad (A1)$$

ここで、 r_Q ：柔剛混合比

$f_Q Q_m$ ：最大変形下の柔要素の負担せん断力

$s_Q Q_r$ ：剛要素の降伏せん断力

柔剛混合構造では柔要素の存在により最大変形が抑制され、 δ_p/δ_m の比率が大きくなる。また、残留変形は殆ど生じない。柔剛混合構造では層間の損傷集中も起こりにくく、損傷集中指数 n は 3 程度まで低下する。従って、高層建築において柔剛混合構造は耐震的に優れた構造形式であり、制振構造と呼ぶこともできる。柔剛混合構造の成立条件は $r_Q \geq 1.0$ である。

Fig.A Flexible-Stiff Mixed Structure

参考文献

- 1) 五十嵐定義、井上一郎、木村長仁、浅野美次：筋違付架構の復元力特性（その1 交番繰返し軸力を受ける筋違材の挙動）、日本建築学会論文報告集 第196号 pp.47-56、1972.6
- 2) 山田 稔、辻 文三：繰返し軸方向力を受ける筋違材の弾塑性変形性状に関する研究（I 解析）日本建築学会論文報告集 第205号 pp.31-35、1973.3
- 3) 加藤 勉、秋山 宏：鋼構造筋違付骨組の復元力特性、日本建築学会論文報告集 第260号 pp.99-108、1977.10
- 4) 若林 寛、中村 武、柴田道生：鉄骨筋違の履歴特性の定式化（その1 定式化関数の誘導）、日本建築学会論文報告集 第316号 pp.18-23、1982.6
- 5) 坂本 順、小浜芳郎：不規則外乱を受けるブレース構造系の動的応答性状に関する考察、日本建築学会論文報告集 第248号 pp.31-42、1976.10
- 6) 井上一郎、小川厚治：鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究 その2 塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察、日本建築学会論文報告集 第268号 pp.87-98、1978.6
- 7) 柴田道生、若林 寛：繰返し荷重を受ける筋違架構の弾塑性解析、日本建築学会論文報告集 第325号 pp.9-16、1983.3
- 8) 竹内 徹、鈴木一升、松井良太、小川利行：局部座屈を伴う鋼管ブレースの累積繰返し変形性能、日本建築学会構造系論文集 第608号 pp.143-150、2006.10
- 9) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 鋼構造 pp.211-250、丸善、1990
- 10) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計 第2版、東京大学出版会、1987
- 11) 加藤 勉、秋山 宏、大井謙一、東 清二：強震を受けるせん断型多層骨組の損傷集中（鋼構造筋違骨組を対象として）、日本建築学会関東支部研究報告集、pp.173-176、1977
- 12) 加藤 勉、秋山 宏：地震時におけるせん断型多層骨組の損傷分布則、日本建築学会論文報告集 第270号 pp.61-68、1978.8
- 13) 秋山 宏：P-δ効果を考慮したせん断型多層骨組の耐震設計、日本建築学会構造系論文集 第617号 pp.87-94、2007.7
- 14) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技法堂出版、1999

(2007年9月10日原稿受理、2007年11月5日採用決定)