

ノンコンプレションブレース鋼構造架構の耐震性能に関する研究

2017年3月

小松 真吾

目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究背景	1
1.2 既往の研究	5
1.3 研究目的	5
1.4 研究内容の要約	6
1.5 関係論文	7
第2章 1層Z型NCブレース架構の振動台実験 および実大1層架構の数値解析	9
2.1 はじめに	9
2.2 1層NCブレース架構の力学特性	10
2.2.1 NCブレースの概要	10
2.2.2 漸増変形特性の機構	12
2.2.3 弾性ひずみエネルギー蓄積量	15
2.2.4 Z型NCブレースの弾性復元力特性モデル	17
2.2.5 弾塑性復元力特性モデル	18
2.3 振動台実験および数値解析の概要	19
2.3.1 試験体	19
2.3.2 実験方法	22
2.3.3 計測方法	23
2.3.4 解析モデル	24
2.3.5 解析条件	26
2.4 実験結果および数値解析結果とその考察	26
2.4.1 1層試験体主架構の検証	26
2.4.2 加振目標に対する割合	27
2.4.3 絶対加速度応答時刻歴	28
2.4.4 層間変形時刻歴	28
2.4.5 振り角時刻歴	30
2.4.6 漸増変形性状の考察	30
2.4.7 復元力特性	32
2.4.8 楔デバイスの動作状況	35
2.4.9 残留変形と計算値の比較	35
2.5 実大1層架構の数値解析の概要	36
2.5.1 解析モデル	36
2.5.2 解析変数	36
2.5.3 解析条件	39

目次

2.6 実大1層架構の数値解析結果とその考察	39
2.6.1 弾性地震応答性状	39
2.6.2 弾塑性地震応答性状	42
2.6.3 最大地震応答	43
2.6.4 ひずみエネルギー量	46
2.6.5 楔の貫入量	46
2.7 まとめ	48

第3章 2層Z型NCブレース架構の振動台実験 および実大多層架構の数値解析

3.1 はじめに	51
3.2 多層NCブレース架構の力学特性	52
3.2.1 多層架構の漸増変形特性機構	52
3.2.2 層間変形の連成を考慮した残留変形評価	54
3.2.3 弾性ひずみエネルギー蓄積量	57
3.3 振動台実験および数値解析の概要	58
3.3.1 試験体	58
3.3.2 実験方法	61
3.3.3 計測方法	61
3.3.4 解析モデル	62
3.3.5 解析条件	64
3.4 実験結果および数値解析結果とその考察	64
3.4.1 2層試験体主架構の検証	64
3.4.2 加振目標に対する割合	65
3.4.3 絶対加速度応答時刻歴	65
3.4.4 多層架構の漸増変形	65
3.4.5 試験体頂部の挙動	68
3.4.6 復元力特性	70
3.4.7 残留変形と計算値の比較	70
3.5 実大8層3スパン架構の数値解析概要	71
3.5.1 解析モデル	71
3.5.2 解析変数	72
3.5.3 解析条件	74
3.6 実大8層3スパン架構の数値解析結果とその考察	74
3.6.1 多層架構の地震応答性状	74
3.6.2 層せん断力係数分布	76
3.6.3 外周構面の相対変位分布	76
3.6.4 重心の最大絶対加速度, 最大相対速度応答, 最大層間変形角	78
3.6.5 外周構面の最大層間変形角	81

3.6.6	地震後残留層間変形角	81
3.6.7	楔の貫入量	82
3.6.8	多層架構において推奨する Z 型 NC ブレース配置	82
3.7	まとめ	83

第 4 章 エネルギーの釣合に基づく

	1 層 NC ブレース架構の地震応答予測	85
4.1	はじめに	85
4.2	NC ブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積に関する補足	86
4.2.1	非対称 Z 型 NC ブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積と地震応答低減の関係	86
4.2.2	弾性最大応答と弾性ひずみエネルギー蓄積量の関係	87
4.3	NC ブレース架構の地震応答予測手法	88
4.3.1	弾性地震応答予測手法	88
4.3.2	弾塑性地震応答予測手法	90
4.4	地震応答予測結果と数値解析結果の比較	90
4.4.1	地震入力エネルギーの予測	90
4.4.2	弾性地震応答予測	94
4.4.3	弾塑性地震応答予測	95
4.5	まとめ	97

第 5 章 結 論

謝辞	103
----	-----

参考文献	104
------	-----

発表論文	108
------	-----

記号表

A_b	: ブレース断面積
α_g	: 地動加速度
α_{gx}	: x 方向の地動加速度
α_{gy}	: y 方向の地動加速度
α_x	: x 方向の絶対加速度
α_y	: y 方向の絶対加速度
α^{Yi}	: Yi 構面の絶対加速度
α_{\max}	: 最大絶対加速度
$\alpha_{x,\max}$: x 方向の最大絶対加速度
$\alpha_{y,\max}$: y 方向の最大絶対加速度
$\bar{\alpha}_{\max}$: x, y 方向最大絶対加速度の平均値
α_{xi}	: i 層 x 方向の絶対加速度
$\alpha_{xi,\max}$: i 層 x 方向の最大絶対加速度
$\alpha_{yi,\max}$: i 層 y 方向の最大絶対加速度
β	: ブレース系の水平力分担率, Newmark - β 法における変数
β_i	: i 層ブレース系の水平力分担率
C_0	: 標準せん断力係数
C_i	: i 層の層せん断力係数
d_b	: NC ブレース径
δ	: 層間変形
δ_x	: x 方向層間変形
δ_y	: y 方向層間変形
δ_r	: 残留層間変形
δ_{xr}	: x 方向の残留層間変形
δ^{Yi}	: Yi 構面层間変形
δ^{Xi}	: Xi 構面层間変形
δ_{\max}	: 最大層間変形
δ_c^*	: Z 型 NC ブレース架構の弾塑性振動後残留層間変形
δ_{xi}	: i 層重心 x 方向の層間変形
δ_i^{Ys}	: i 層 Ys 構面层間変形
δ_{ij}	: i 層のみを漸増変形させたときの j 層の層間変形
δ_{ci}^*	: Z 型 NC ブレース架構の i 層における弾塑性振動後残留層間変形
δ_{table}	: 振動台鉛直変位

δ_b	: ブレース軸方向変位
δ_w	: 楔の貫入量
δ_b^{limit}	: ブレース軸方向変位の限界値
δ_w^{limit}	: 楔貫入量の限界値
ΔP	: 水平力増分
ΔP_j	: j 層の水平力増分
ΔE_{sx}	: 半サイクルにおける x 方向の履歴面積
ΔW_{ex}	: 半サイクルにおける x 方向の弾性ひずみエネルギー蓄積量
$\Delta \eta$: 塑性変形倍率
$\Delta \eta_{max}$: 塑性変形倍率の最大値
E	: ヤング係数
E_k	: 運動エネルギー
E_d	: 減衰エネルギー
E_s	: ひずみエネルギー
E_i	: 地震入力エネルギー
E_{ix}	: x 方向の地震入力エネルギー
E_{iy}	: y 方向の地震入力エネルギー
E_{dm}	: 損傷に寄与する地震入力エネルギー (ひずみエネルギーの最大応答値)
$E_{dm,x}$: x 方向の損傷に寄与する地震入力エネルギー (x 方向のひずみエネルギーの最大応答値)
$E_{dm,y}$: y 方向の損傷に寄与する地震入力エネルギー (y 方向のひずみエネルギーの最大応答値)
E_D	: 損傷に寄与する地震入力エネルギー (地震動終了時)
e	: 破断伸び, 片構面ブレース抵抗時における偏心距離
${}_t \varepsilon_c^z$: 柱 j の上側計測位置における z 軸方向ひずみ
${}_b \varepsilon_c^z$: 柱 j の下側計測位置における z 軸方向ひずみ
ε_b^{Yi}	: Yi 構面ブレース軸ひずみ
ε_b^{Xi}	: Xi 構面ブレース軸ひずみ
f_0	: 初期固有振動数
f_i	: i 次固有振動数
ϕ_i	: i 層の層間振り角
ϕ_{yi}	: i 層の降伏層間振り角
γ_i	: i 層における梁剛比の合計を柱剛比の合計で除した値
h	: 減衰定数
h_i	: i 次減衰定数
h_g	: 柱のひずみゲージ貼付け点間距離
H	: 建物高さ
$\bar{\eta}_b$: ブレース単体の平均累積塑性変形倍率
k_b	: ブレース軸剛性
k_{bi}	: i 層のブレース軸剛性
k_f^{Yi}	: Yi 構面骨組の剛性
k_f^{Xi}	: Xi 構面骨組の剛性

k_c^{0j}	: 柱 j の振り剛性
\bar{k}_{fi}^{Ys}	: i 層 Ys 構面骨組の残留変形計算用剛性
\bar{k}_{fi}^{Xs}	: i 層 Xs 構面骨組の残留変形計算用剛性
K_0	: 標準剛度
K_f	: 主架構の剛性
K_b	: ブレース系の剛性
K_x	: x 方向の層剛性
K_{be}	: 剛性偏心を考慮した重心でのブレース系剛性
K_b / K_f	: ブレース剛性比
K_{fi}	: i 層主架構の剛性
\tilde{K}_{fi}	: 残留変形計算用の主架構 i 層の剛性
K_{bi}	: i 層ブレース系の剛性
K_{xi}	: i 層 x 方向の層剛性
K_θ	: 主架構の重心回り振り剛性
$K'_{\theta e}$: 片構面ブレース抵抗時における剛心回り振り剛性
$K_{\theta i}$: i 層主架構の重心回り振り剛性
$\tilde{K}_{\theta i}$: 残留変形計算用の主架構 i 層の振り剛性
K_θ^{table}	: 振動台のロッキング剛性
l	: ブレース設置構面間距離
l_b	: ブレース有効長さ
l_{table}	: 振動台鉛直変位計測点間距離
m	: 楔のスリップバック防止に必要な静止摩擦係数, 質量
m_i	: i 層の質量
M_T	: 重心回りのブレース負担水平力の振りモーメント
M_{Ty}	: 降伏振りモーメント
M_{Ti}	: i 層重心回りのブレース負担水平力の振りモーメント
M_{Tyi}	: i 層の降伏振りモーメント
${}_tM_c^{yj}$: 柱 j の上側計測位置における y 軸回り曲げモーメント
${}_bM_c^{yj}$: 柱 j の下側計測位置における y 軸回り曲げモーメント
M_{OVT}	: 転倒モーメント
μ_s	: 楔の接触面における静止摩擦係数
P	: 水平力
P_c	: 楔の接触面に作用するブレースからの圧縮力
P_n	: 楔の接触面に作用する垂直反力
P_f	: 楔の接触面に作用する摩擦力
P_j	: j 層の水平力
Q	: 層せん断力
Q_x	: x 方向層せん断力
Q_y	: y 方向層せん断力
Q_{fx}	: 主架構 x 方向負担水平力

Q_{fy}	: 主架構 y 方向負担水平力
Q_{cyj}	: 柱 j の x 方向せん断力
Q_b	: ブレース系の負担水平力
Q_{by}	: ブレース系の降伏水平力
Q_b^{Yi}	: Yi 構面ブレースの負担水平力
Q_b^{Xi}	: Xi 構面ブレースの負担水平力
Q_{xi}	: i 層 x 方向の層せん断力
Q_{fi}	: i 層主架構の負担水平力
Q_{fxi}	: i 層 x 方向の主架構負担水平力
Q_{bi}	: i 層ブレースの系負担水平力
Q_{byi}	: i 層ブレース系の降伏水平力
Q_{bxi}	: i 層 x 方向のブレース系負担水平力
Q_{bi}^{Ys}	: i 層 Ys 構面ブレースの負担水平力
Q_{bi}^{Xs}	: i 層 Xs 構面ブレースの負担水平力
Q_{bri}	: 地震後 i 層ブレース系に残留する水平力
θ	: 振り角
θ_y	: 降伏振り角
θ_r	: 残留振り角
θ_i	: i 層の相対振り角
θ_{table}	: 振動台回転角
θ_w	: 楔の角度
θ_b	: ブレース設置角度
θ_{ws}	: 楔台設置角度
θ_n	: ブレース軸と楔台面内の法線がなす角度
r	: 1 サイクルにおける剛性低下の割合
R^{Yi}	: Yi 構面層間変形角
R_{\max}^{Yi}	: Yi 構面の最大層間変形角
R_{\max}^{Xi}	: Xi 構面の最大層間変形角
R_r^{Yi}	: Yi 構面の残留層間変形角
R_r^{Xi}	: Xi 構面の残留層間変形角
R_i^{Ys}	: i 層 Ys 構面の層間変形角
$R_{xi,\max}$: i 層重心 x 方向の最大層間変形角
$R_{yi,\max}$: i 層重心 y 方向の最大層間変形角
$R_{i,\max}^{Ys}$: i 層 Ys 構面の最大層間変形角
$R_{i,\max}^{Xs}$: i 層 Xs 構面の最大層間変形角
R_{ri}^{Ys}	: i 層 Ys 構面の残留層間変形角
R_{ri}^{Xs}	: i 層 Xs 構面の残留層間変形角
R_{ci}^*	: δ_{ci}^* 発生時の層間変形角
R_{yi}	: ϕ_{yi} 発生時の層間変形角
S_i	: i 層の床面積

S_d	: 変位応答スペクトル
S_v	: 速度応答スペクトル
σ_y	: 降伏応力度
σ_u	: 引張強さ
σ_y / σ_u	: 降伏比
σ_{by}	: ブレースの降伏応力度
Σk_{ci}	: i 層の柱剛比の合計
Σk_{bi}	: i 層の梁剛比の合計
ΣM_{pb}	: 梁の全塑性モーメントの総和
ΣM_{pc}	: 柱の全塑性モーメントの総和
t	: 時刻
t_a	: 半サイクルの開始時刻
t_b	: 半サイクルの終了時刻
t_e	: 実効地震継続時間
t_g	: 地震継続時間
T	: 設計用一次固有周期
T_0	: 初期固有周期
T_f	: 主架構のみの固有周期
T_{\max}	: 最大周期
T_i	: i 次固有周期
T_b	: ブレース軸方向引張力
T_{by}	: ブレース引張降伏軸力
T_{byi}	: i 層のブレース引張降伏軸力
V_x	: x 方向速度
V_{\max}	: 最大速度
$V_{x,\max}$: x 方向の最大速度
$V_{y,\max}$: y 方向の最大速度
V_{xi}	: i 層 x 方向速度
$V_{xi,\max}$: i 層 x 方向の最大速度
$V_{yi,\max}$: i 層 y 方向の最大速度
V_E	: E_i の速度換算値
V_{dm}	: E_{dm} の速度換算値
V_D	: E_D の速度換算値
W	: 重量
W_i	: i 層の重量
W_e	: 弾性ひずみエネルギー蓄積量
W_{fe}	: 主架構の弾性ひずみエネルギー蓄積量
W_{be}	: ブレース系の弾性ひずみエネルギー蓄積量
$W_{fe,\max}$: 主架構の最大弾性ひずみエネルギー蓄積量
$W_{be,\max}$: ブレース系の最大弾性ひずみエネルギー蓄積量

- $W_{e,\max}$: 最大弾性ひずみエネルギー蓄積量
 W_{bp} : ブレース系の累積塑性ひずみエネルギー
 $W_{ei,\max}$: i 層の最大弾性ひずみエネルギー蓄積量
 ω_0 : 初期固有円振動数
 x_i : 符号を考慮した重心から X_i 構面までの距離, i 層重心 x 方向の相対変位
 y_i : 符号を考慮した重心から Y_i 構面までの距離
 x_i^{Ys} : i 層 Ys 構面相対変位
 y_i^{Xs} : i 層 Xs 構面相対変位
 Z : 地域係数
 Z_c : 柱の断面係数
 $[M]$: 質量マトリックス
 $[C]$: 減衰マトリックス
 $\{Q(u)\}$: 復元力ベクトル
 $\{x\}$: x 方向変位ベクトル
 $\{y\}$: y 方向変位ベクトル
 $\{u\}$: 変位ベクトル
 $\{u_g\}$: 地動変位ベクトル
 $\{1\}$: 対象成分が 1 でそれ以外の要素が全て 0 のベクトル

第1章 序論

1.1 研究背景

鋼構造建築物の耐震設計においては、まず許容応力度設計により構造物の部材断面を決定し、その後、保有水平耐力計算法により耐震安全性を検証する方法が最も多く用いられている。この保有水平耐力計算法は、建築物が終局状態において保有する水平耐力が、極めて稀に発生する地震動に対して必要となる水平耐力を上回ることを確認する計算法である。終局状態において、図 1.1(a) に示すように梁および柱端部に塑性ヒンジを形成し、構造物全体で地震入力エネルギーを消費することで、特定箇所への損傷集中に起因した構造物の倒壊を防止することが可能となる。このような耐震構造物を実現するためには、各構造部材が十分な地震入力エネルギー消費性能を保有するとともに、損傷が構造物全体に分散されるよう適切に各層の耐力、剛性を設定する必要がある。

耐力、剛性を上昇させるために柱や梁の断面寸法を大きくすると、建物重量が増大することから、鋼構造建築物においては、一般にブレースが耐震要素として多く採用される。ブレースは通常、架構に X 型あるいは K 型配置され、層間変形に対して軸方向力により抵抗するため、比較的小さな断面であっても容易に

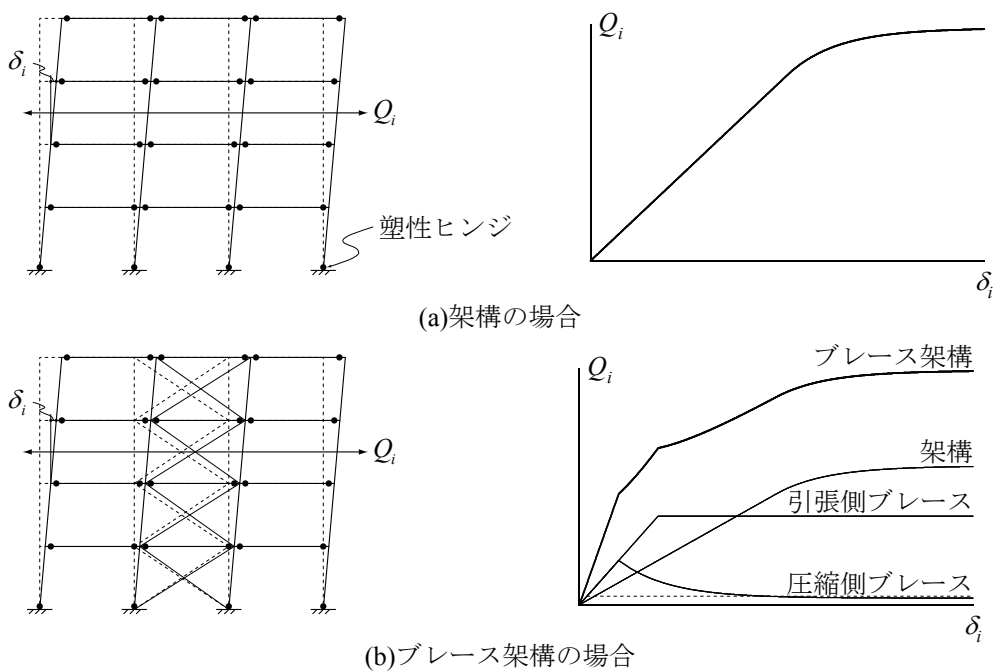


図 1.1 保有水平耐力の計算

構造物の耐力、剛性を上昇させ、柱や梁の断面寸法を小さくした経済的な構造物を実現できる。ブレース架構とした場合の保有水平耐力は、鋼構造限界状態設計指針・同解説¹⁾によれば、図1.1(b)の*i*層における層せん断力 Q_i と層間変形 δ_i の関係に示すように、引張側ブレースの降伏耐力ならびに圧縮側ブレースの座屈後安定耐力（図中の点線）と架構の耐力との和により算定できる。このように、上述した鋼構造物の耐震設計においても、任意層の耐力や剛性を高い自由度で設定できる利点がある。

しかしながら、こうした従来から用いられているブレース（以降、従来型ブレースと表記する）は、圧縮力によって座屈を生じるため²⁾、繰返し荷重作用下において耐震性能が劣化することが過去多数の研究により明らかにされている³⁾⁻¹⁵⁾。従来型ブレースにおける問題点は、以下のようにまとめることができる。

- (1) 復元力特性が劣化型となることでエネルギー消費性能が著しく低下する^{3)-6),8)-12)}。図1.2にはブレース材に繰返し軸方向力 P_b を作用させ、軸方向変位 δ_b が生じたときの劣化型復元力特性の一例を示す。圧縮側では点Aでブレースが座屈して耐力低下を起こすとともに、引張側ではブレース材が真直ぐになる点Bまで十分に抵抗を發揮できない。
- (2) 座屈を生じる場合にはブレースの復元力特性は大変複雑となるため、ブレース細長比（材長を最小の断面二次半径で除した値）が極端に大きい小さい場合を除いて、精確な復元力特性モデル^{14),15)}によらなければ評価が難しい^{7),8)}。
- (3) 復元力特性の劣化により特定層に変形が集中する場合がある^{10),11),13)}。

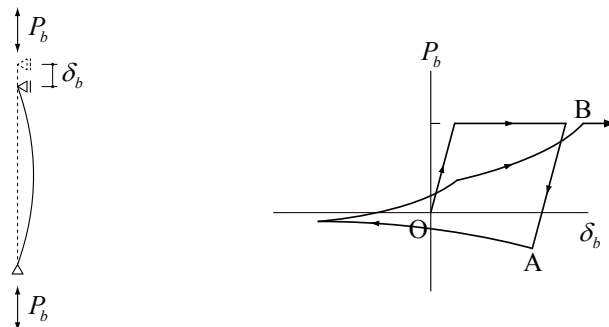


図1.2 従来型ブレースの劣化型復元力特性モデル

ブレースは、上述したように剛性が高く架構に作用する水平力の大部分を負担するため、耐震性能の劣化が構造物全体の挙動に及ぼす影響は必然的に大きくなる。ブレース細長比がかなり小さい場合には劣化挙動を緩和可能だが、ブレース断面を必要以上に増大させることは、建築物の設計自由度の低下、また、後述するように剛性増大に起因した弾性時絶対加速度の上昇に繋がることから好ましくない。劣化挙動により、構造物全体に効率良く地震入力エネルギーを消費させて構造物の倒壊を防止するという、耐震設計の目的が妨げられる恐れがある。

筆者らは従来型ブレースにおける問題点を解決しうる新しいブレースとして、楔デバイスと呼ばれる装置をブレース端部に設置したノンコンプレッションブレース（以降、NCブレースと表記する）を提案してきた¹⁶⁾⁻²³⁾。楔デバイスの詳細やその動作機構、NCブレースの詳細な力学特性については第2章にて後述するが、楔デバイスの動作によりブレースに圧縮力が作用せず座屈しないとともに、軸力零からの引張変位に対して直ちに抵抗できるという特徴を有している。このブレースを架構にX型配置するとともにブレース降伏耐力の50%の初期張力を導入した場合、図1.3のように完全弾塑性型の復元力特性を示して効率良く地震入力エネルギー消費できることを、これまでの静的載荷実験¹⁶⁾⁻¹⁹⁾、また動的載荷実験²⁰⁾⁻²³⁾により明らかにしている。

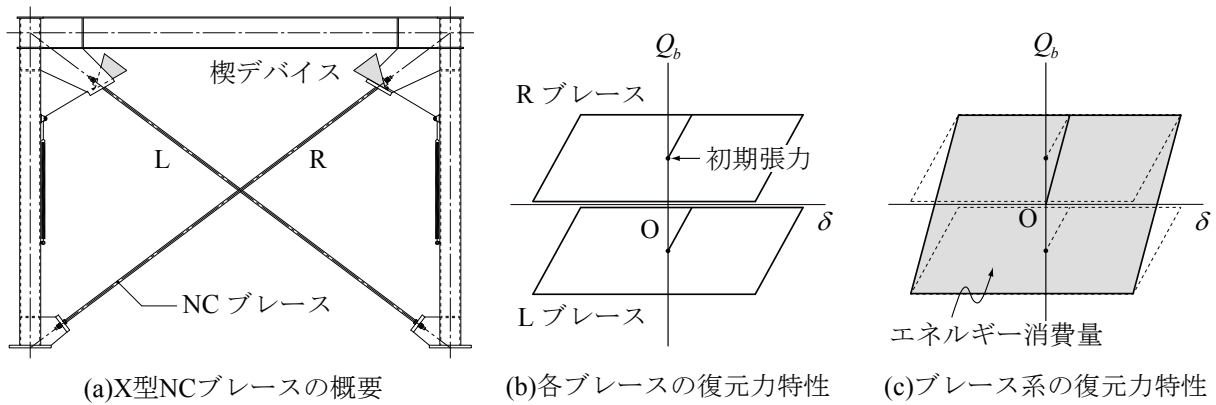


図 1.3 X 型 NC ブレース架構の概要

一方、これまでに開発された代表的なブレースとして、座屈拘束ブレース^{2),24)-28)}が挙げられる。座屈拘束ブレースは、図 1.4 に示すように、鋼ブレースの座屈を周囲の座屈拘束材により拘束することで、引張降伏耐力と同等の圧縮降伏耐力を発揮し、エネルギー消費効率が高く安定した完全弾塑性型の復元力特性が得られるよう工夫したものである。

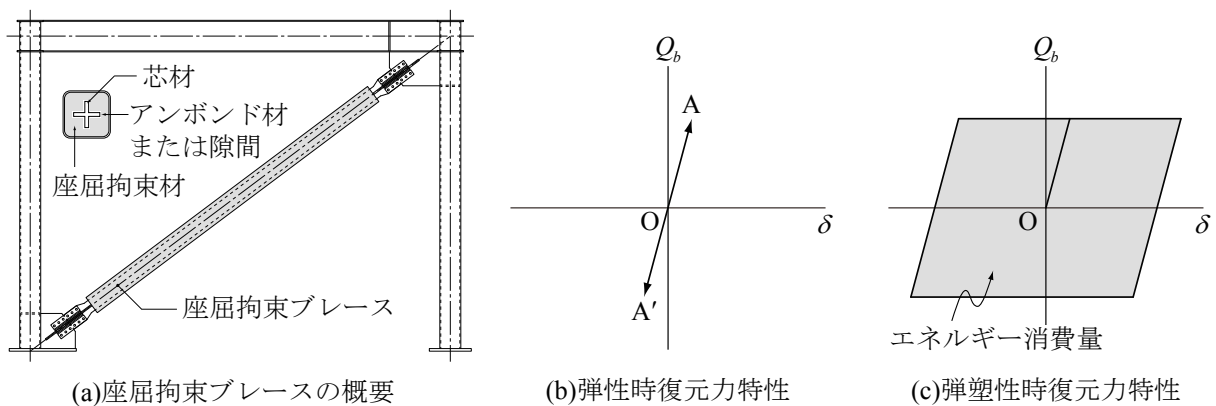


図 1.4 座屈拘束ブレースの概要

座屈拘束ブレースや X 型 NC ブレースのような、鋼材の塑性変形により効率良く地震入力エネルギー消費を図る鋼材ダンパーは、本研究で対象としている耐震構造分野以外では制振構造分野にも用いられており、比較的安価で安定した性能が得られるため各種ダンパーの中で最も普及率が高い。しかしながら、鋼材ダンパー弾性範囲では図 1.4 における原点 O を通る線分 AA' 上の抵抗となるため、地震入力エネルギーを消費することができず、また構造物が高剛性を維持するため地震時の絶対加速度が高くなりやすい²⁹⁾。絶対加速度や相対速度が高いと、構造部材が弾性に留まる程度の地震動レベルにおいても、室内什器の転倒や滑り、内外装材の損傷が発生することが指摘されている³⁰⁾。地震後における建築構造物の継続使用を考えた場合、構造部材の損傷を軽減するだけでなく室内什器や内外装材の被害も軽減することが重要であり、発生頻度が比較的高い中小地震動から積極的に地震応答を低減することのできるシステムが求められている。また、絶対加速度の増大は、ダンパー材料に低降伏点鋼を用いる等して早期降伏させることで回避可能だが、ダンパーの損傷の観点から限度があること²⁹⁾、また比較的発生頻度の高い地震動に対してもダンパーを損傷させる必要があることから、必ずしも合理的な設計であるとは言い難い。

このような背景の中で、筆者等は上記の問題を解決しうる構造システムとして、NC ブレースを図 1.6(a)

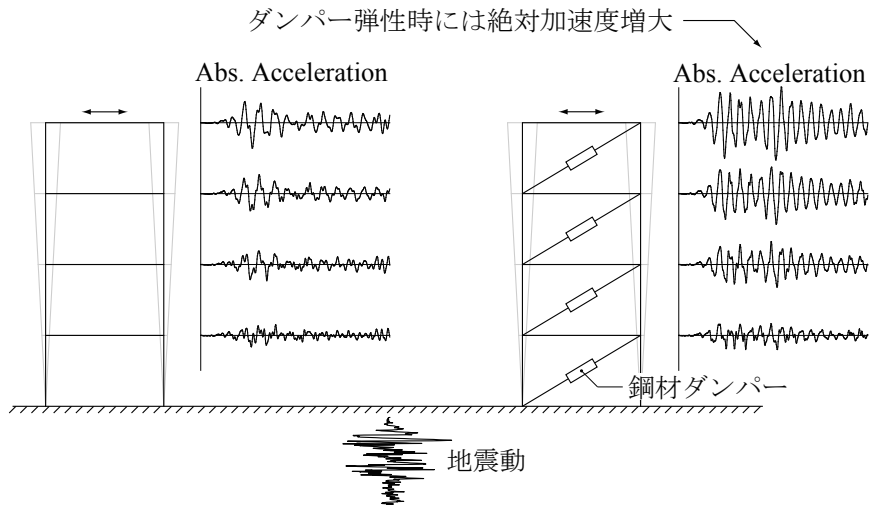


図 1.5 鋼材ダンパー弾性時における絶対加速度の増大

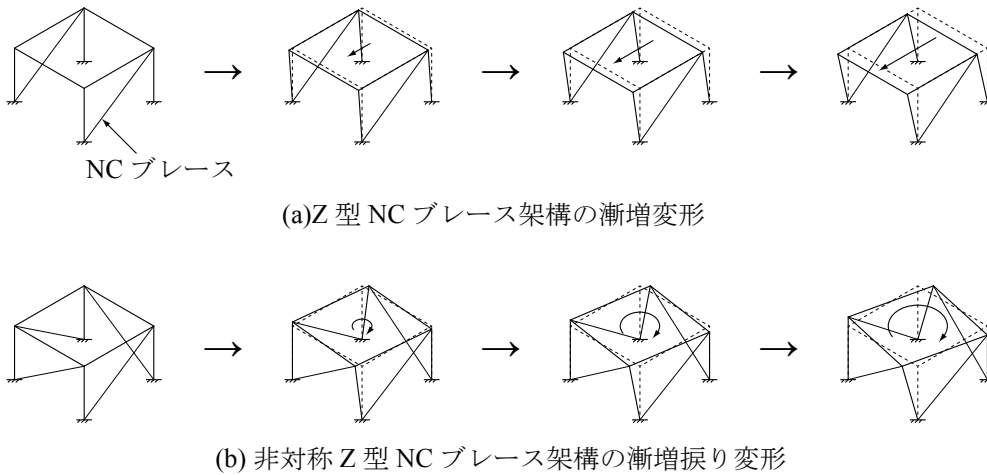


図 1.6 Z型および非対称 Z型 NC ブレース架構の概要

に示すように Z 型配置した Z 型 NC ブレース架構^{31)~38)}, (b) に示すように非対称 Z 型配置した非対称 Z 型 NC ブレース架構^{39)~43)}を提案してきた。これらのブレース架構における最大の特徴は、NC ブレースの性能(圧縮力が作用することなく、軸力零からの引張変位に対し直ちに抵抗できる)によって、振動時、Z 型 NC ブレース架構にあっては (a) の層間変形が一方方向に漸増する一方方向漸増変形特性を、非対称 Z 型 NC ブレース架構にあっては (b) の振り角が一方方向に漸増する一方方向漸増振り変形特性を生じることである。このように、振動時に変形が一方方向に漸増していく特性により、ブレース架構には弾性ひずみエネルギーが蓄積されていき、ブレース弾性範囲にあっても地震入力エネルギーを消費するため、地震応答を低減することが可能となる。また、NC ブレース弾塑性時には、塑性ひずみエネルギー消費により、鋼材ダンパー架構同等の地震入力エネルギー消費性能が期待できる。更に、一方方向漸増変形に基づく地震後残留変形は、NC ブレースに残留した張力をブレース端のナットやターンバックルを緩めることで容易に除去することができ、再利用性に優れている。すなわち、NC ブレースを配置するのみで、損傷を必要としない弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減性能と、NC ブレースの塑性ひずみエネルギー消費性能を同時に付加することができ、比較的発生頻度が高い中小地震動から、発生頻度が極めて稀である大地震動までの地震応答を一貫して低減可能であると考えられる。しかしながら、一方方向漸増変形の機構や地震応答性状を十分に検討できていないため、その耐震性能は明らかではないのが現状である。

1.2 既往の研究

本節では、既往の研究との比較により本研究の位置付けを明確にする。

○地震応答低減システムに関する研究

既往の地震応答低減システムに関する研究として以下が挙げられる。笠井ら⁴⁴⁾⁻⁴⁸⁾は鋼材ダンパー、速度依存系ダンパー、両者を併用したダンパーの制振効果を性能曲線として表現する制振構造の簡易設計法を提案している。聲高ら⁴⁹⁾は鋼梁とスラブ間に挿入した粘弾性体のエネルギー消費により地震応答を低減する制振床を提案している。緑川ら^{50),51)}は地震動時にベースプレートを浮き上がり降伏させることで構造物のロッキング挙動を許容し、地震入力エネルギーを上下方向エネルギーに置換、およびベースプレートに消費させるベースプレート降伏型ロッキングシステムを提案している。

このように、建築構造物の地震応答低減手法はエネルギー消費要素の履歴特性や設置方法を工夫することでかなり多様化しているが、本研究で提案する弾性ひずみエネルギー蓄積を利用して地震応答低減を図る試みは今までに行われていない。また、耐震構造分野においては、本システムのように発生頻度が高い地震動から発生頻度が極めて稀である地震動までの地震応答を低減できるシステムは見られない。

○残留変形および偏心構造物に関する研究

地震後に生じる残留変形に着目したものとして、地震後残留変形低減を目標としたシステムの開発^{52),53)}や、鋼材ダンパー架構に生じる残留変形の予測を試みた研究⁵⁴⁾が行われているが、本研究で提案するZ型および非対称Z型NCブレース架構のように、残留変形を意図的に生じさせるとともに、積極的に活用した研究は行われていない。

また、偏心が構造物の耐震性能に与える影響を検討した研究^{例えば55)-57)}は数多く行われているが、本研究の非対称Z型NCブレース架構のように、意図的に偏心を与えることで生じる振り変形を活用して耐震性能を向上させようとした試み⁵⁸⁾⁻⁶¹⁾は少ない。

以上より、本研究は既往の研究とは異なる観点から、建築構造物の耐震性能を向上させようとしたものとして位置付けることができる。

1.3 研究目的

研究背景で述べたように、Z型NCブレース架構、非対称Z型NCブレース架構の耐震性能は十分に検討されておらず、未解明な部分が多い。更に、従来の許容応力度設計や保有水平耐力計算法では、NCブレース架構の地震応答低減効果による優位点を主張することができない。

そこで、本論では各NCブレース架構の耐震性能を明らかにし、弾性ひずみエネルギー蓄積、NCブレースの塑性ひずみエネルギー消費による地震応答低減を活用した中低層NCブレース架構の耐震設計法を構築するための基礎的な研究知見を蓄積することを目的とする。なお、1.1節の冒頭で述べたように、従来の鋼構造建築物では柱や梁の損傷を許容しているが、本耐震設計法は、NCブレースのみに損傷を許容し、柱や梁といった部材は極力弾性範囲に留めることを目標とする。研究方法としては、振動台実験によりZ型および非対称Z型NCブレース架構の漸増変形特性の機構、基本的応答性状、弾塑性復元力特性モデルを明らかにするとともに、実験結果を数値解析により追跡することで、数値解析によるこれらブレース架構の応答再現性を検証する。そして、実大架構の数値解析によりこれらの耐震性能を比較検討する。最後に、NCブレース架構の地震応答予測手法を提案し、耐震設計法の基礎理論を構築する。

1.4 研究内容の要約

本論文は第1章を含めて、全5章で構成されており、第2章以降の内容は以下のように要約される。

第2章「1層Z型NCブレース架構の振動台実験および実大1層架構の数値解析」では、1層Z型、非対称Z型、X型NCブレース架構の耐震性能を明らかにすることを目的としている。まず、1層Z型および非対称Z型の漸増変形機構、基本的応答性状を明らかにするとともに、弾塑性復元力特性を確認することを目的に、振動台による正弦波加振実験を行い、更に、数値解析により実験結果を追跡した。また、実大1層解析モデルを用いたZ型、非対称Z型、X型NCブレース架構の数値解析により、弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果、弾塑性時におけるNCブレースの塑性ひずみエネルギー消費に基づく地震応答低減効果を明らかにするとともに、非対称Z型、X型の地震応答低減機構の解明を試みた。

第3章「2層Z型NCブレース架構の振動台実験および実大多層架構の数値解析」では、多層Z型、非対称Z型、X型NCブレース架構の耐震性能を明らかにすることを目的としている。まず、2層Z型、非対称Z型の各層におけるブレース配置方向を変数とした試験体で振動台による正弦波加振実験を行い、多層架構の漸増変形機構、基本的応答性状、弾塑性復元力特性を明らかにするとともに、数値解析により実験結果を追跡した。また、実大8層解析モデルを用いたZ型、非対称Z型、X型NCブレース架構の数値解析により、弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果、層毎のブレース配置が架構の耐震性能に与える影響、弾塑性時の地震応答低減効果を明らかにした。更に、層間変形の連成効果を考慮して漸増変形に基づく地震後残留変形を簡易に評価する手法を示し、数値解析結果よりその評価精度を検証した。

第4章「エネルギーの釣合に基づく1層NCブレース架構の地震応答予測」では、Z型、非対称Z型、X型の各1層NCブレース架構の地震応答予測を行い、その予測精度を検証することを目的としている。まず、一方向漸増変形および弾性ひずみエネルギー蓄積を考慮したエネルギーの釣合に基づく1層NCブレース架構の弾性地震応答予測手法を構築し、更に、地震応答予測を行う上で必要となる、構造物へのエネルギー入力を、NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積時における周期変動を考慮して求める手法を提案している。これらの提案手法による地震応答予測精度を、数値解析結果との比較に基づいて検証した。また、既往手法に基づく、NCブレースの累積塑性変形倍率の予測精度を解析結果と比較した。

第5章「結論」では、第4章までに得られた研究知見をまとめ、本研究の総括的な結論について述べている。発生頻度が比較的高い中小地震時には弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果を、発生頻度が極めて稀である大地震時にはNCブレースの塑性ひずみエネルギー消費に基づく地震応答低減効果を期待した、中低層NCブレース架構の耐震設計が実現可能であることを記した。また、今後の課題として、上記耐震設計法を構築するためには、本論の第4章で構築したエネルギーの釣合に基づく1層NCブレース架構の地震応答予測手法を多層架構の場合に拡張する必要があること、主架構部材およびNCブレースに高強度鋼材を用いることにより、極めて稀に発生する地震動に対しても弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果を発揮できれば、より合理的な耐震構造を実現できる可能性があることについて示した。

1.5 関係論文

第2章 1層Z型NCブレース架構の振動台実験および実大1層架構の数値解析

- 1) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1層Z型NCブレース架構の地震応答性状に関する研究, 鋼構造論文集, 第22巻, 第88号, pp.43-53, 2015.12
- 2) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1層非対称Z型NCブレース架構の地震応答低減に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第705号, pp.1677-1685, 2014.11

第3章 2層Z型NCブレース架構の振動台実験および実大多層架構の数値解析

- 3) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 2層Z型NCブレース架構の地震応答性状に関する研究, 鋼構造論文集, 第23巻, 第91号, pp.53-64, 2016.9
- 4) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 多層非対称Z型NCブレース架構の地震応答低減に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第717号, pp.1755-1762, 2015.11
- 5) 高松隆夫, 玉井宏章, 小松真吾: 多層NCブレース架構の地震応答性状に関する研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第51巻, pp.65-75, 2017.2

第4章 エネルギーの釣合に基づく1層NCブレース架構の地震応答予測

- 6) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: エネルギーの釣合に基づく1層NCブレース架構の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 投稿中

第2章

1層Z型NCブレース架構の振動台実験

および実大1層架構の数値解析

2.1 はじめに

Z型NCブレース架構の耐震設計法を構築するためには、まずZ型および非対称Z型NCブレース架構が有する基本的な耐震性能を明らかにし、弾性時には漸増変形に基づく弾性ひずみエネルギー蓄積で地震応答を低減するとともに、弾塑性時にはブレースが効率良く地震入力エネルギー消費する構造システムが実現可能であるかを検討する必要がある。また、Z型と非対称Z型NCブレース架構の比較を行い、両者の耐震性能や地震応答性状の相違点を明らかにしておくことも重要である。そこで、本章では最も簡単な1層1スパン架構を対象に、Z型および非対称Z型NCブレース架構の振動台実験および数値解析を実施してこれらの検討を行う。

1層1スパン架構の振動台実験は、Z型と非対称Z型の各々について、漸増変形の機構を明らかにすること、弾性時および弾塑性時の基本的な応答性状を明らかにし両者の挙動を比較することが主な目的である。ブレース降伏耐力、ブレース初期張力の有無、ブレース配置を実験変数とした、漸増変形性状が各々異なる試験体に加速度を段階的に変化させた正弦波を入力する。振動台実験において、このような正弦波を選択した狙いは、漸増変形性状を詳細に検討するとともに、弾性振動と弾塑性振動を明確に分離して考察を行うためである。正弦波加振実験は、ブレースが弾性限に達するまでの入力を行った後、ブレースが弾塑性となる入力を続けて行い、実験変数の違いが漸増変形性状に与える影響を考察するとともに、絶対加速度、層間変形、振り角といった基本的応答性状を比較する。更に、ブレース弾塑性時には、これらの検討に加えて復元力特性を比較することで、エネルギー消費性能について考察する。また、実大構造物の挙動を数値解析により検討するに当たっては、数値解析による実現現象の再現性を検討しておくことが重要となる。そこで、数値解析により、振動台実験結果を十分な精度で再現できることを確認する。

最後に、Z型および非対称Z型NCブレース架構の地震応答性状を明らかにする目的で、実大1層1スパン架構の数値解析モデルを作成して数値解析を行う。比較対象としては、Z型および非対称Z型NCブレース架構と同等の耐力、剛性を有するブレース架構としてX型NCブレース架構を選択する。ブレース降伏軸力の50%の初期張力を与えておけば、弾性時には弾性ひずみエネルギー蓄積を行わず、弾塑性時には完全弾塑性型復元力特性を示して鋼材ダンパーとして機能する架構である。なお、X型でブレース初期張力を与えない場合には、Z型および非対称Z型と同様に弾性ひずみエネルギーを蓄積できるので、この場合についても解析を実施して比較を行う。NCブレース配置、ブレース剛性比、ブレース降伏応力度、入力地震動を変数とした解析を行い、ブレース弾性時、ブレース弾塑性時における地震応答性状を比較することで、漸増変形の弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果、弾塑性時の地震入力エネルギー消費性能と

いった耐震性能を明らかにする．更に，漸増変形による地震応答低減機構の解明を試みる．

2.2 1層NCブレース架構の力学特性

本節では，1層Z型，非対称Z型およびX型NCブレース架構の力学特性について説明する．まず，NCブレースの特徴を説明し，NCブレースが機能するための必要条件および保有性能について考察する．続いて，漸増変形の機構を説明するモデルを構築し，更に漸増変形と弾性ひずみエネルギー蓄積量の関係を明らかにするとともに，蓄積できる弾性ひずみエネルギーの最大値を与える．そして，強震時においてNCブレースが塑性化したときの弾塑性復元力特性モデルについて述べる．

2.2.1 NCブレースの概要

NCブレースは，図2.1に示すようにその一端部に楔デバイスと呼ばれる装置を有したブレースである．楔デバイスは，図2.2(a)の楔，楔受け，楔台，バネにより構成される．ブレース材端では，楔受けと楔台の間に楔を設置することで間接的な接合となっており，地震時にブレース軸力零の状態から圧縮方向変位すると，(b)のように楔受けが離間するため，NCブレースに圧縮力が作用することはない．離間によって生じた間隙は，(c)に示すように楔がバネの復元力によって貫入し直ちに埋められるので，NCブレースは引張変位に対して常に抵抗することができる．これらの動作機構により，NCブレースの軸方向引張力 T_b と軸方向変位 δ_b の関係は図2.3のように模式的に示される．ここに， T_{by} はブレース降伏引張軸力である．

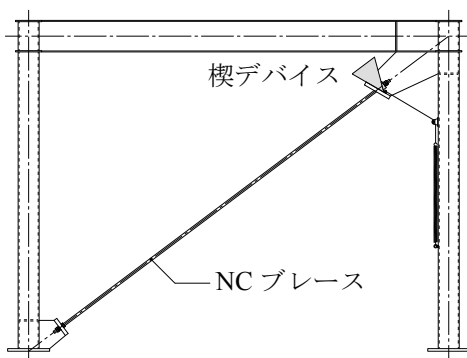


図 2.1 NCブレースの概要

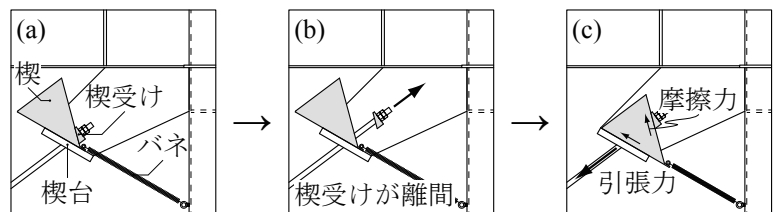


図 2.2 楔デバイスの動作機構

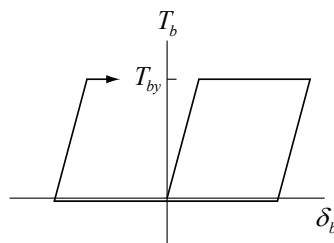


図 2.3 NCブレースの復元力特性モデル

ブレースに作用する引張力は、図 2.2(c) のように楔と楔受けおよび楔台の接触面に摩擦力が発生することで架構に伝達されるが、このとき楔と楔受けとが固着し、楔がブレース引張力によって貫入方向と逆向きに移動（スリップバック）してはならない。スリップバックを起こさないためには、接触面においてブレースからの圧縮力 P_c 、垂直反力 P_n 、摩擦力 P_f が図 2.4 に示す力のつりあいを満足する必要がある。まず、 P_f は摩擦係数 μ を用いて次のように書ける。

$$P_f = \mu P_n \quad (2.1)$$

また、楔と楔受けとが固着して抜け出しが生じない場合、それぞれ以下の式が成り立つ。

$$P_f = P_c \sin \theta_d \quad (2.2)$$

$$P_n = P_c \cos \theta_d \quad (2.3)$$

式 (2.1) を変形して式 (2.2), (2.3) を代入すれば次式が得られる。

$$\mu = \frac{P_c \sin \theta_d}{P_c \cos \theta_d} = \tan \theta_d \quad (2.4)$$

よって、

$$\theta_d = \tan^{-1} \mu \leq \tan^{-1} \mu_s \quad (2.5)$$

となる。式 (2.5) がスリップバック防止条件であり、楔と楔受けおよび楔台との接触面における静止摩擦係数 μ_s が楔の形状によって決まる μ 以上であれば、楔はブレースからの圧縮力の大きさに関わらずスリップバックを起こさないことを意味している。本論の振動台実験で用いる楔および楔受けは、食塩水により約 1 週間湿潤状態を保つことで表面に赤錆を発生させており、 μ_s が μ 以上となることを確認している。

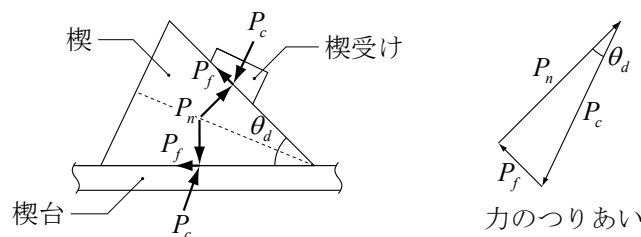


図 2.4 楔デバイスの抵抗機構

図 2.2 に示した楔デバイスの動作機構からも明らかなように、NC ブレースの保有性能は楔の限界貫入量によって決定される。ここでは、まず図 2.5(a) に示す楔デバイスで、 δ_b と楔貫入量との関係を誘導し、一方漸増変形が限界に達するまでに必要な楔の貫入量、楔の限界貫入量と NC ブレースが保有する耐震性能との関係を明示する。楔の角度を θ_w 、ブレース設置角度を θ_b 、楔台設置角度を θ_{ws} 、ブレース軸と楔台面内の法線がなす角を θ_n とする。(b) の幾何学的関係から、楔の貫入量 δ_w と δ_b は、次式で対応付けられる。

$$\delta_b = \frac{\delta_w}{\cos \theta_n \cot \theta_w + \sin \theta_n} \quad (2.6)$$

ここで、

$$\theta_n = \frac{\pi}{2} - (\theta_b + \theta_{ws}) \quad (2.7)$$

である。従って、式 (2.6) の δ_w に楔貫入量の限界値 δ_w^{limit} を代入すれば、ブレース端部が軸方向に移動できる限界 δ_b^{limit} が求まる。漸増変形が限界に達するまでに必要な楔の貫入量、楔の限界貫入量と NC ブレース保有性能の関係は、それぞれ次のように算定される。

- (1) 一方向漸増が限界となったときの層間変形を δ_b へ変換して ($\cos\theta_b$ を乗じて) 式(2.6) に代入すれば, δ_w が漸増変形が限界に達するまでに必要な楔の貫入量となる.
- (2) 楔形状から決定される δ_w^{limit} を式(2.6) に代入して求めた δ_b^{limit} が保有する限界のブレース塑性変形倍率となる (漸増変形に必要な δ_w は非常に小さくなるので無視している).

以降の振動台実験および数値解析においては, δ_w を δ_b に変換した値と設定した限界値とを比較することで, 楔デバイスの機能が維持されていることを確認する.

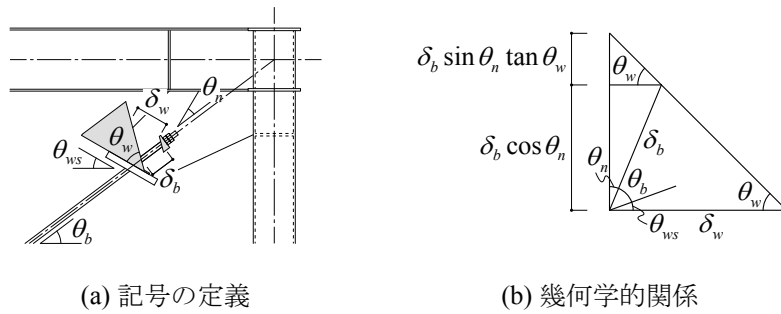


図 2.5 楔貫入量とブレース軸方向移動量

2.2.2 漸増変形特性の機構

図 2.6(a), (b), (c) に 1 層 1 スパン Z 型, 非対称 Z 型, X 型 NC ブレース架構モデルを示す. いま, 図に示す方向に x, y, z 軸をとり, 時計回りの振り角 θ を正とする. 柱と梁により構成される骨組を主架構, x, y 方向それぞれで全てのブレースを組み合わせたものをブレース系と呼ぶこととし, それぞれの負担水平力を Q_f, Q_b , 剛性を K_f, K_b と定義する. 主架構の床は剛床であり, また, ブレース材料特性は完全弾塑性型とする. このモデルを用いて, 以下に Z 型の漸増変形特性と非対称 Z 型の漸増振り変形特性の機構を, そして 2.2.3 項以降で弾性ひずみエネルギー蓄積量, および復元力特性モデルについて述べる.

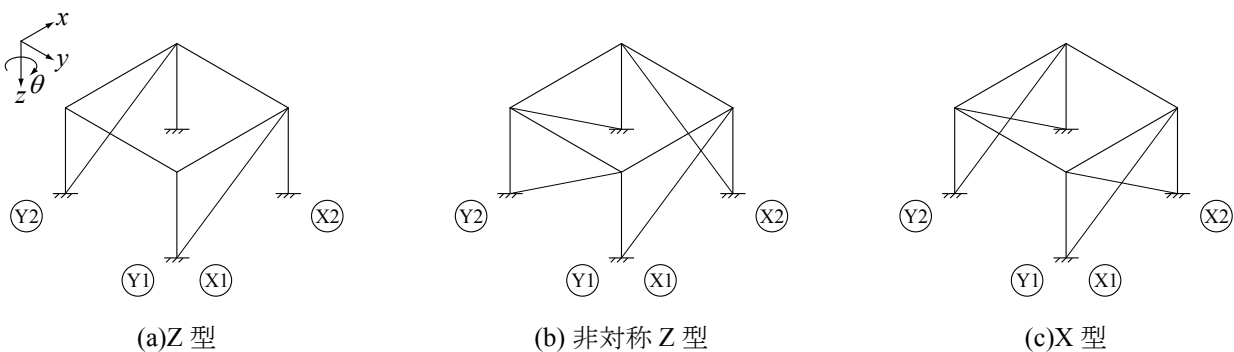
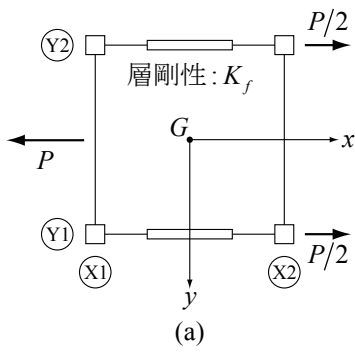


図 2.6 1層1スパンNCブレース架構モデル

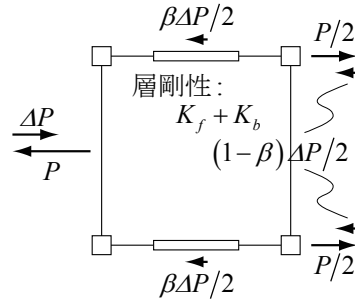
○ Z 型 NC ブレース架構の漸増変形特性機構

図 2.7 に Z 型 NC ブレース架構の漸増変形特性モデルを, 図 2.8 に Z 型 NC ブレース架構の層せん断力 Q と層間変形 δ の関係を示す. 図 2.7(a)~(d) の状態は, 図 2.8 中の点 O~D および線分上の点にそれぞれ対応する. 漸増変形特性の機構は, 次のように説明することができる.

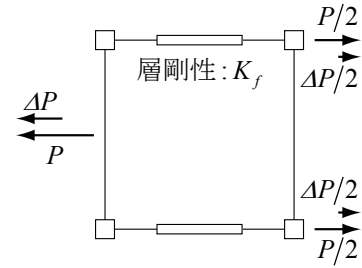
初期状態 (点 O) から図 2.7(a) に示すようにブレース圧縮方向に水平力 P が作用すると, NC ブレースには圧縮力が作用しないので主架構のみが水平力を負担する (点 A). ここから (b) のように水平力が増分 ΔP



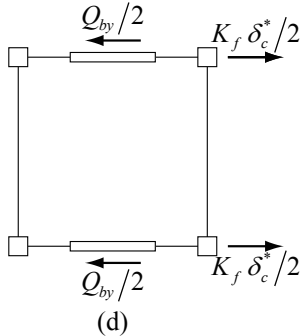
(a)



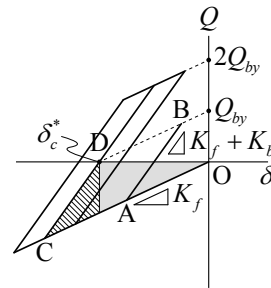
(b)



(c)



(d)



ブレースに蓄積された
弾性ひずみエネルギー
 主架構に蓄積された
弾性ひずみエネルギー

図 2.8 Z 型 NC ブレース架構の復元力特性モデル

の作用で減少すると、主架構は負担水平力の減少により、NC ブレースは引張変位に対し直ちに抵抗することにより、各々左向きの水平力増分を生じて力がつりあう。すなわち、(a) から (b) の抵抗機構に移行することで層剛性が K_f から $K_f + K_b$ へと変化するため（線分 OA → AB）、図 2.8 の復元力特性からも分かるように、 $\Delta P = P$ の水平力零点ではブレース残留水平力の合計 βP により残留層間変形 $\beta P / K_f$ が生じる。 β はブレース系の水平力分担率であり次式で定義される。

$$\beta = \frac{Q_b}{Q} = \frac{K_b}{K_f + K_b} \quad (2.8)$$

ブレース負担水平力が失われ、層剛性が再び K_f に変化するのは、(c) のようにブレース圧縮方向の水平力が P 以上となったときである（線分 AC）。この機構を繰り返して層間変形が一方に漸増してゆく。

図 2.8 の点 D は、図 2.7(d) に示すようにブレース系の降伏水平力 Q_{by} と主架構の負担水平力がつりあう位置である。点 D の値を δ_c^* とし、この絶対値を次式で表す。

$$|\delta_c^*| = \frac{Q_{by}}{K_f} \quad (2.9)$$

δ_c^* は Z 型 NC ブレース架構が正負等しい荷重を受けた場合に描く bi-linear 型履歴ループの中心ともなる。本論では、ブレースの塑性化により弾塑性振動した後の、Z 型 NC ブレース架構の残留層間変形はこの δ_c^* に収束するものと仮定する。ただし、この仮定を理論的に証明することは難しいので、以下の手順により仮定の妥当性を検討する。まず、作用する荷重の大きさに正負の偏りが少ない場合、弾塑性振動後の残留層間変形が式 (2.9) で評価できることを 2.4 節の正弦波加振実験により示す。続いて、地震動入力に対する式 (2.9) の適用性の検証を、2.6 節の数値解析結果より行うこととする。

○非対称Z型NCブレース架構の漸増振り変形特性機構

初めに、非対称Z型NCブレース架構の漸増振り変形による θ の定式化を行う。構面骨組の番号を i 、柱の番号を j と定義する。図2.9に示すように、各構面のNCブレース負担水平力により時計回りの θ が生じた状態における、重心（G点）での z 軸回りモーメントの静的なつりあいは次式で表される。

$$\sum M_z = 0: \sum_i (Q_b^{Yi} y_i + Q_b^{Xi} x_i) - \sum_i (k_f^{Yi} y_i^2 + k_f^{Xi} x_i^2) \theta - \sum_j k_c^{\theta j} \theta = 0 \tag{2.10}$$

ここに、 Q_b^{Yi}, Q_b^{Xi} : Yi, Xi 構面ブレースの負担水平力、 x_i, y_i : 符号を考慮した重心から Yi, Xi 構面骨組までの距離、 $k_f^{Yi}, k_f^{Xi}, k_c^{\theta j}$: Yi, Xi 構面骨組の剛性、柱 j の振り剛性、である。式(2.10)を変形すれば、 θ はブレース負担水平力の重心回り振りモーメント M_T を主架構の重心回り振り剛性 K_θ で除した、次式により表すことができる。

$$\theta = \frac{M_T}{K_\theta} = \frac{\sum_i (Q_b^{Yi} y_i + Q_b^{Xi} x_i)}{\sum_i (k_f^{Yi} y_i^2 + k_f^{Xi} x_i^2) + \sum_j k_c^{\theta j}} \tag{2.11}$$

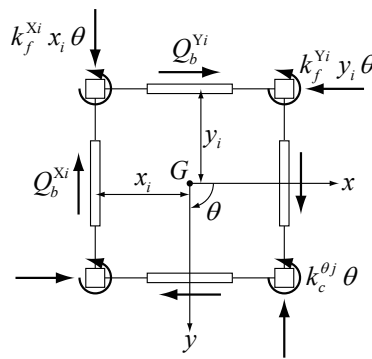


図 2.9 z 軸回りモーメントのつりあい

漸増振り変形の機構は、振動時における M_T の単調増加として説明することができるので、図 2.10 を用いてこの機構を段階的に示す。図 2.10 は非対称 Z 型 NC ブレース架構モデルの x 方向に水平力が作用する場合であるが、簡単のため剛性偏心による振りを無視し、ブレース系の負担水平力のみを考える。

まず、図 2.10(a) に示すようにブレース系に水平力 P が作用すると、 $Y1$ 構面ブレースのみが抵抗して重心回りに M_T が生じる。このとき、 M_T によって発生する θ は時計回りであるので、 Xi 構面ブレースは圧縮方向に変位して抵抗しない。続いて、この状態から (b) に示すように水平力が増分 ΔP の作用により減少すると、 $Y1$ 構面ブレースには除荷により、 $Y2$ 構面ブレースには引張変位に対する抵抗により、各々右向きの増分 $\Delta P/2$ が生じて x 方向の力がつりあう。この $\Delta P/2$ の作用により、 M_T は変化することなく ΔP が $0 \leq \Delta P \leq 2P$ となる領域で保持される。これは、ブレース系の負担水平力が、それまでの時刻で経験した最大水平力以下となる領域であり、区間の下限 $\Delta P=0$ が (a) に、上限 $\Delta P=2P$ が (c) にそれぞれ対応する。(c) の状態から P と同じ方向に ΔP が作用して、ブレース系の負担する水平力が経験した最大水平力以内の領域を超えることで、(d) に示すように M_T は再び増加する。

図 2.10(d) において、 ΔP が増加して $Y2$ 構面ブレースがブレース降伏水平力 Q_{by} に達したとする。ブレース材料特性を完全弾塑性型と仮定した場合、ブレース系の負担水平力は頭打ちとなり、以降はブレース降伏時の M_T が保持される。すなわち、 M_T は x, y 方向のブレースが降伏することで限界に達し、このときの M_T を降伏振りモーメント M_{Ty} と定義する。整形な 1 層 1 スパン架構においては、 M_{Ty} は次式のように表せる。

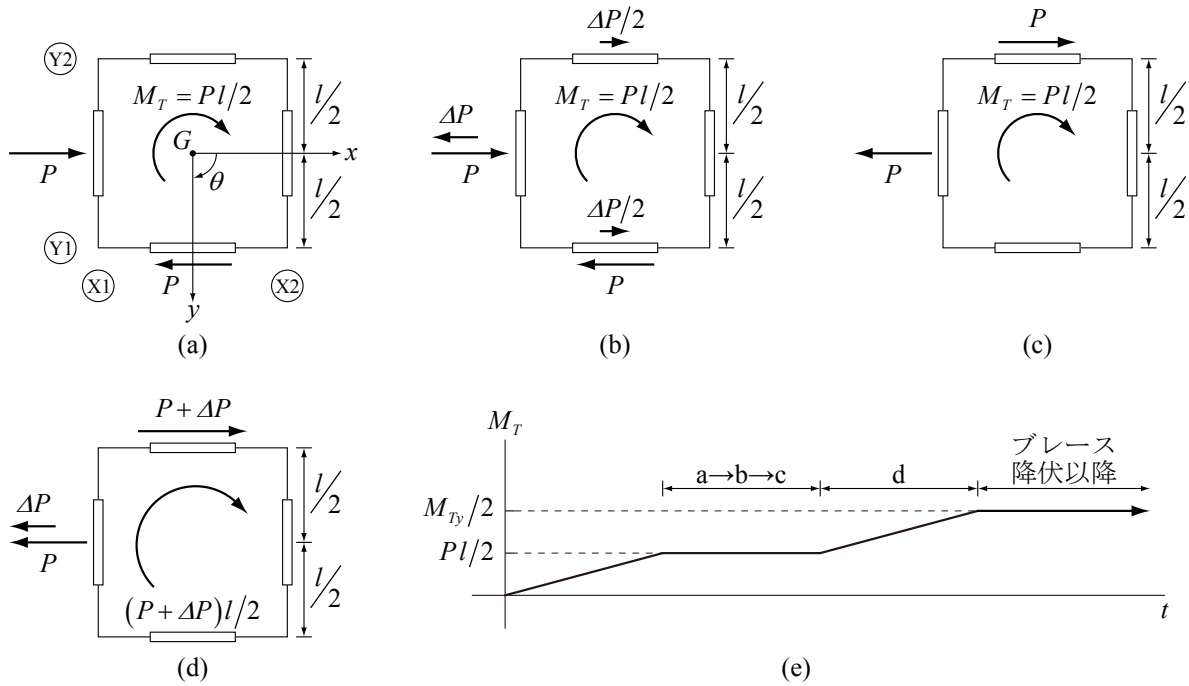


図 2.10 M_T の単調増加機構

$$M_{Ty} = Q_{by} l \quad (2.12)$$

ここに、 l ：ブレース設置構面間距離である。1 方向入力の場合には $M_{Ty}/2$ が限界の振りモーメントとなる。図 2.10(e) には (a) → (b) → (c) → (d) に至るまでの M_T の時間的変化の様子が示されている。また、 M_{Ty} に対応する θ を降伏層間振り角 θ_y と定義して次式で表す。

$$\theta_y = \frac{M_{Ty}}{K_\theta} \quad (2.13)$$

なお、動的な重心回りモーメントのつりあい式には、厳密には床の回転慣性モーメントと角加速度の積が含まれるが、2.4 節で考察するように、漸増振り変形の本質は式 (2.11) で簡潔に表すことができる。

○ Z 型と非対称 Z 型の漸増変形特性の比較

Z 型と非対称 Z 型の漸増変形として、 δ_c^* と θ_y による層間変形の関係を明らかにする。整形な 1 スパン架構では、 k_c^{θ} を無視すれば $K_\theta = K_f l^2/2$ となるので、重心を回転中心とした θ_y で生じる Y_i, X_i 構面層間変形 $\delta^{Y_i}, \delta^{X_i}$ は次式で書ける。

$$\delta^{Y_i} = \delta^{X_i} = \frac{Q_{by} l^2}{2K_\theta} = \frac{Q_{by}}{K_f} \quad (2.14)$$

従って、両者の層間変形はほぼ同等となることが分かる。

2.2.3 弾性ひずみエネルギー蓄積量

Z 型では層間変形が、非対称 Z 型では振り角が、それぞれ一方向に漸増する過程で主架構およびブレースには弾性ひずみエネルギーが蓄積されていく。本項の目的は、Z 型、非対称 Z 型それぞれの場合で一方向漸増変形と弾性ひずみエネルギー蓄積量を対応付け、更にその最大値を与えることである。なお、X 型では架構が一方向漸増変形を生じることがないが、ブレースには Z 型および非対称 Z 型と同様に弾性ひずみエネルギーが蓄積されるため、X 型の弾性ひずみエネルギー蓄積量も併せて求めておく。以下、各ブレース配置の記号を表す際、Z 型の場合には「Z」、非対称 Z 型の場合には「AZ」、X 型の場合には「X」と右肩に付け

て三者を区別する.

○Z型NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積量

任意の時刻 t において, 漸増変形で蓄積される主架構の弾性ひずみエネルギー W_{fe} は, 主架構 x, y 方向における負担水平力 Q_{fx}, Q_{fy} のなす仕事を計算することにより得られる.

$$W_{fe}^Z = \int_0^t (Q_{fx} \dot{\delta}_x + Q_{fy} \dot{\delta}_y) dt = \frac{1}{2} K_f (\delta_x^2 + \delta_y^2) \quad (2.15)$$

ここで, δ_x, δ_y : x, y 方向層間変形, $Q_{fx} = K_f \delta_x, Q_{fy} = K_f \delta_y$ である. また, t における x, y 方向ブレースの弾性ひずみエネルギー W_{be} は, 各ブレース負担水平力から次式のように求められる.

$$W_{be}^Z = \frac{1}{K_b} \sum_i [(Q_b^{yi})^2 + (Q_b^{xi})^2] \quad (2.16)$$

ただし, 式(2.16)では, ブレース1本当たりの水平剛性が $K_b/2$ となることを考慮している.

Z型NCブレース架構に蓄積される最大の弾性ひずみエネルギーは, 層間変形が式(2.9)の δ_c^* に到達した図2.11(a)の応力状態を考える. 式(2.15)の δ_x, δ_y に δ_c^* を, (2.16)の Q_b^{yi}, Q_b^{xi} に $Q_{by}/2$ を代入すれば, 主架構, ブレースの最大弾性ひずみエネルギー $W_{fe,max}, W_{be,max}$ がそれぞれ以下の式で与えられる.

$$W_{fe,max}^Z = \frac{Q_{by}^2}{K_f} \quad (2.17)$$

$$W_{be,max}^Z = \frac{Q_{by}^2}{K_b} \quad (2.18)$$

なお, $W_{fe,max}, W_{be,max}$ の和は図2.8中の三角形OCDの面積に相当する.

○非対称Z型NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積量

任意の時刻 t において, 漸増振り変形で主架構に蓄積される弾性ひずみエネルギー W_{fe} は, M_T のなす仕事を計算することにより得られる.

$$W_{fe}^{AZ} = \int_0^t M_T \dot{\theta} dt = \frac{1}{2} K_\theta \theta^2 \quad (2.19)$$

また, t における x, y 方向全ブレースの弾性ひずみエネルギー W_{be} は, 各ブレース負担水平力から次式のように求められる.

$$W_{be}^{AZ} = \frac{1}{K_b} \sum_i [(Q_b^{yi})^2 + (Q_b^{xi})^2] \quad (2.20)$$

さて, 非対称Z型NCブレース架構における限界の M_T は式(2.12)の降伏振りモーメント M_{Ty} となることを既に述べた. 従って, 漸増振り変形により蓄積される弾性ひずみエネルギーは M_{Ty} 到達時 (θ_y 到達時) に最大となる. $W_{fe,max}, W_{be,max}$ はそれぞれ以下の式により表せる.

$$W_{fe,max}^{AZ} = \frac{1}{2} K_\theta \theta_y^2 \quad (2.21)$$

$$W_{be,max}^{AZ} = \frac{Q_{by}^2}{K_b} \quad (2.22)$$

式(2.22)は図2.11(b)の応力状態に示すように各NCブレースが $Q_{by}/2$ の水平力を負担して M_{Ty} が保持されたときのブレース弾性ひずみエネルギーであり, ブレース降伏以降におけるブレース弾性ひずみエネルギーの下限を与える.

ここで, 式(2.21)をZ型の式(2.17)と比較しておく. 式(2.21)に式(2.12), (2.13)を代入し, $k_c^{\theta_j}$ を無視して $K_\theta = K_f l^2/2$ を考慮すれば,

$$W_{fe,max}^{AZ} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_{by}^2 l^2}{K_\theta} = \frac{Q_{by}^2}{K_f} \tag{2.23}$$

となり、式(2.17)と等しくなる。従って、1層1スパン架構の漸増変形に基づいた最大弾性ひずみエネルギー蓄積量はZ型と非対称Z型とではほぼ等しくなることが分かる。

○ X型 NC ブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積量

X型配置のNCブレース1本当たりの断面積は、Z型および非対称Z型配置とした場合の1/2と仮定し、三者の Q_{by} , K_b は等しいものとする。X型NCブレース架構のブレースに蓄積される最大の弾性ひずみエネルギーは、図2.11(c)に示すように各ブレースに $Q_{by}/4$ の水平力が残留した応力状態(2.2.5項にて後述する同一方向のブレース残留水平力の合計が $Q_{by}/2$ となる仮定)から次式で計算できる。

$$W_{be,max}^X = \frac{Q_{by}^2}{K_b} \tag{2.24}$$

X型の $W_{be,max}$ もまた、Z型および非対称Z型と等しくなる。

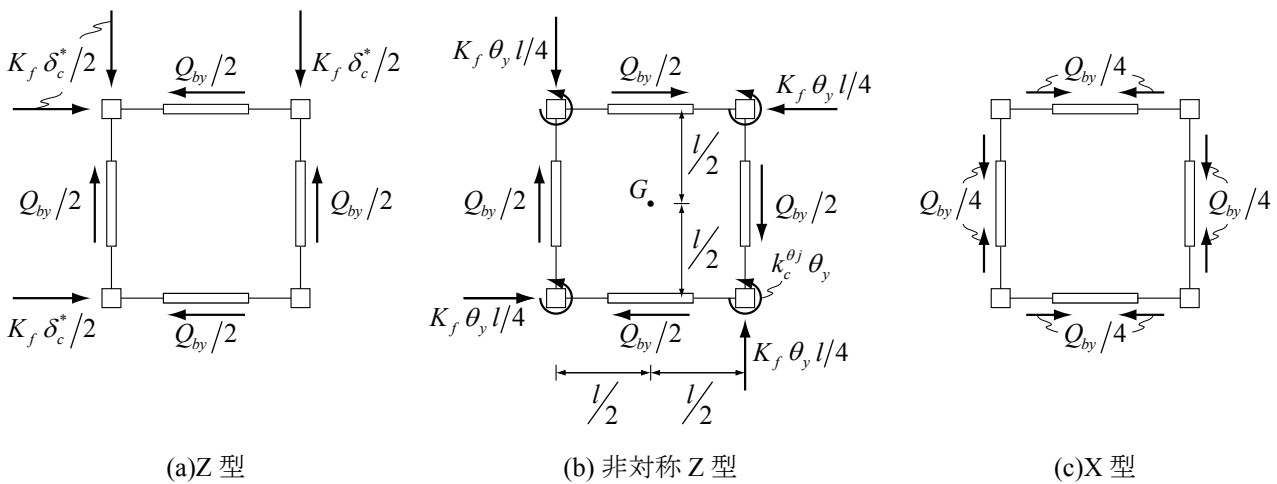


図 2.11 最大弾性ひずみエネルギー蓄積時の応力状態

2.2.4 Z型 NC ブレースの弾性復元力特性モデル

漸増変形および漸増振り変形によりZ型NCブレース構面骨組の変形が一方向に漸増することで、弾性時におけるZ型NCブレースの復元力特性は特殊なものとなる。

いま、 Y_i 構面のZ型NCブレースに弾性範囲の繰返し荷重が作用して層間変形が一方向に漸増したとき、 $Q_b^{Y_i}$ と Y_i 構面の層間変形 δ^{Y_i} の関係は図2.12のように模式的に示される。ブレース弾性範囲における抵抗機構の変化は、次の(1),(2)のとおりである。

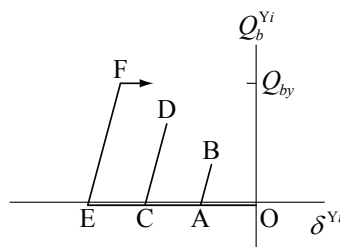


図 2.12 Z型 NC ブレースの弾性復元力特性

- (1) ブレース軸力零点から圧縮変位を受けると、楔受けが移動して圧縮力を負担しない。
- (2) ブレース軸力零点から引張変位を受けると、楔が貫入しているため直ちに引張抵抗する。

上記(1)の状態は点O→A, 点A→C, 点C→Eに相当し, また(2)は点A→B, 点C→D, 点E→Fに相当する。従って, (1), (2)を交互に繰り返して履歴が一方向に進行していく。

2.2.5 弾塑性復元力特性モデル

Z型NCブレース架構の弾塑性復元力特性は, δ_c^* を履歴中心としたbi-linear型(図2.8)でモデル化できることを2.2.2項で既に述べた。本項では, 非対称Z型およびX型の弾塑性復元力特性モデルについて説明する。以下に非対称Z型NCブレース架構の場合について述べる。

弾性ひずみエネルギー蓄積量が限界に達した以降のブレース弾塑性域では, NCブレースの塑性変形によって地震入力エネルギーが消費される。図2.13には, 図2.6(a)のx方向に水平力が作用してブレースが弾塑性となったときの Q_b^{Y1}, Q_b^{Y2} とx方向重心の層間変形 δ_x の関係を模式的に示す。

この復元力特性モデルは次のように説明することができる。x方向に正方向の水平力が作用すると, NCブレースには圧縮力が作用しないので, Y1構面ブレースのみが抵抗し(点O→A), Q_b^{Y1} が Q_{by} に到達以降はY1構面ブレースに塑性変形が生じる(点A→B)。点Bから水平力が除荷を開始すると, Q_b^{Y1} は除荷により減少する一方で, Y2構面ブレースは引張方向に変位して直ちに抵抗を開始する(点B→D)。点DではY2構面ブレースの降伏とY1構面ブレースの負担力消失が同時に起こり, 点D→EではY2構面ブレースに塑性変形が生じる。

このように, 各構面ブレースの引張領域における履歴は(a), (b)のように描けるので, 両者の和であるブレース系は(c)の完全弾塑性型復元力特性となる。この完全弾塑性型復元力特性の降伏耐力はブレース1本分の Q_{by} , 第1次剛性 K_b は両構面ブレース水平剛性の和として, それぞれ以下の式で表すことができる。

$$Q_{by} = \sigma_y A_b \cos \theta_b \tag{2.25}$$

$$K_b = \frac{2EA_b}{l_b} \cos^2 \theta_b \tag{2.26}$$

ここに, σ_y : 降伏応力度, A_b : ブレース断面積, E : ヤング係数, l_b : ブレース有効長さである。

この弾塑性復元力特性モデルはX型についても同様であり, この場合にはY1構面ブレースを正方向荷重に対し引張側となる2本の合計, Y2構面ブレースを負方向荷重に対し引張側となる2本の合計として考えればよい。なお, 点C, Fは, Q_b^{Y1}, Q_b^{Y2} がちょうど $Q_{by}/2$ となる点であり, 主架構の復元力を無視する場合にはこれらの点で水平力零となる。これが, ブレースの最大弾性ひずみエネルギー蓄積量の計算仮定において, 各ブレースが $Q_{by}/2$ の水平力(X型は $Q_{by}/4$)を負担するとした理由である。

最後に, 楔貫入量とブレース累積塑性変形の関係について述べる。Z型NCブレース架構の場合, 図2.8に示したように線分OC上を移動することで楔が貫入するため, 層間変形が δ_c^* に収束以降の楔貫入量がブ

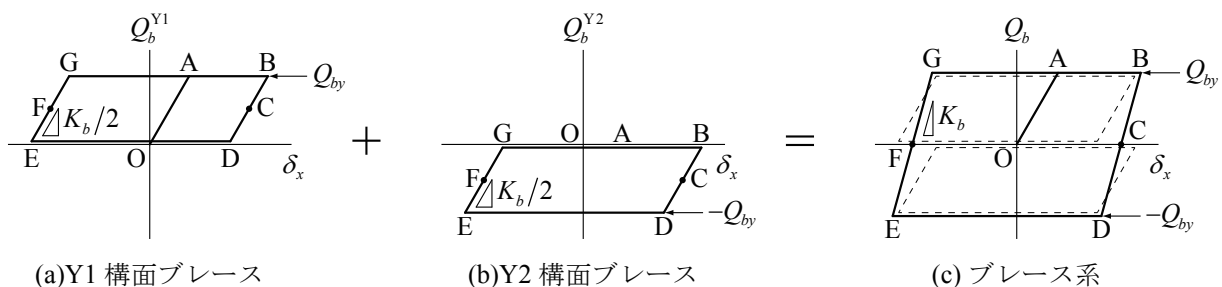


図 2.13 ブレース弾塑性復元力特性モデル (非対称Z型)

レース累積塑性変形と対応することが分かる。しかしながら、X型および非対称Z型NCブレース架構の場合、図2.13からも分かるように、Y1構面ブレースが塑性変形する領域（点A→B, 点G→A）ではY2構面ブレースの楔が、Y2構面ブレースが塑性変形する領域（点D→E）ではY1構面ブレースの楔がそれぞれ貫入するため、あるNCブレースの累積塑性変形を知りたい場合、対となるNCブレースの楔貫入量を調べなければならないことに注意が必要である。

2.3 振動台実験および数値解析の概要

2.3.1 試験体

試験体を図2.14および写真2.1に、試験体の素材特性を表2.1にそれぞれ示す。試験体の主架構は、角形鋼管柱 \square -40x40x2.3(STKR400)にH形鋼梁H-100x100x6x8(SS400)とベースプレートを隅肉溶接接合して製作した整形な1層1スパン立体架構である。各方向の柱頭部ならびに柱脚部には、ブレース設置のためのガセットプレートおよび接合部補強のためのリブプレートが隅肉溶接接合されている。試験体上部に錘PL-25x200x1000を合計35枚積載することで、試験体上部の質量 m は1,600kg（重量 W は15.7kN）となっている。

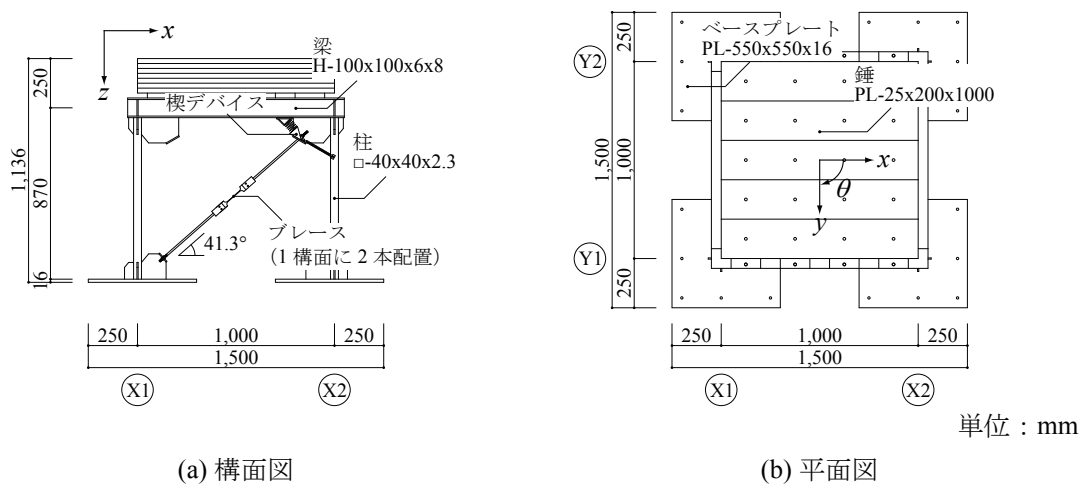
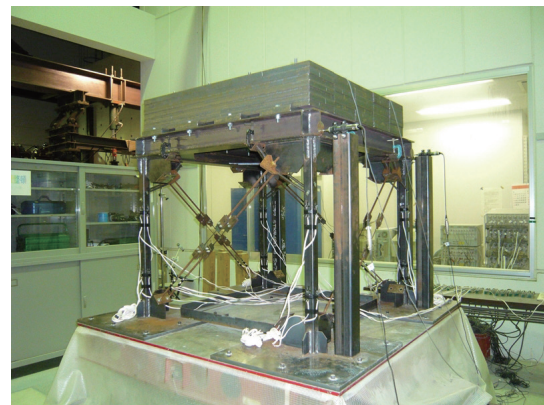


図 2.14 1層1スパン模型試験体



(a)Z型試験体



(b)非対称Z型試験体

写真 2.1 1層模型試験体

表 2.1 試験体の素材特性

部材	鋼種	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u	e (%)
柱	STKR400	205,000	378	454	0.83	19
梁フランジ	SS400	205,000	327	436	0.75	40
梁ウェブ	SS400	205,000	331	443	0.75	34
ガセットプレート	SS400	205,000	297	409	0.72	39
Fuse	SS400	205,000	417	494	0.84	-

E :ヤング係数, σ_y :降伏応力度, σ_u :引張強さ, σ_y/σ_u :降伏比, e :破断伸び

図 2.15 にブレースと Fuse を, 図 2.16 に楔と楔受けを示す. ブレースは, 図 2.15(a) に示すように軸部 ($\phi 9$, SS400) の中央に (b) の Fuse (塑性化部位) を 1~3 枚設置可能な形式であり, 図 2.16 の楔と楔受け, 引張および圧縮バネ (バネ定数はそれぞれ 0.21, 2.75N/mm) を上端部に設置することで NC ブレースの動作機構を有している. この NC ブレースは, 構面軸芯に対するブレース合力作用線の偏心を無視できるよう 1 構面当たり 2 本ずつ設置する. なお, 図 2.16 の楔形状から求めた限界貫入量に対応する δ_b^{limit} は 35.9mm であり, これは本試験体のブレース有効長さ $l_b = 953\text{mm}$ (ブレースのナット間距離) の 3.77% に相当する.

また, 本実験で使用する Fuse は製作時にレーザーによる入熱の影響を受けており, 表 2.1 に示すように, 降伏応力度 σ_y および引張強さ σ_u は SS400 としてはやや高くそれぞれ 417, 494N/mm² となっている. $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ として安全側に計算したブレース端ねじ部 (M8) の降伏耐力に対する Fuse 1 枚の引張耐力, および Fuse 2, 3 枚の降伏耐力の比はそれぞれ 0.35, 0.60, 0.90 であり, 実験では Fuse のみが塑性化することを確認している.

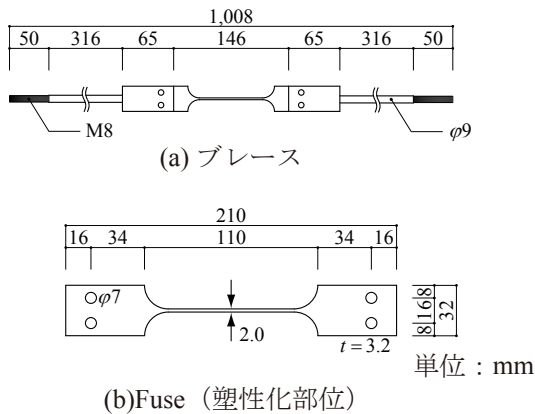


図 2.15 ブレースと Fuse

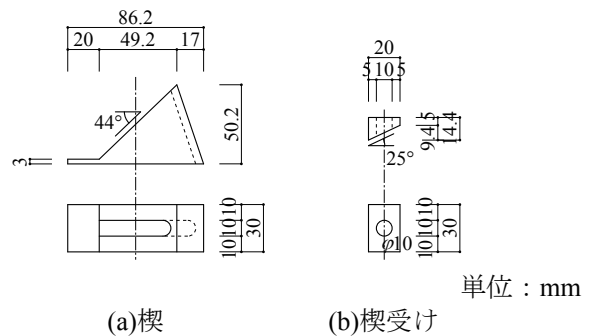


図 2.16 楔と楔受け

試験体と実験変数を表 2.2 に示す. 実験変数は, Z 型および非対称 Z 型の漸増変形状を詳細に検討することを目的として, ブレース配置, ブレース 1 本当たりに装着する Fuse 枚数, ならびに加振方向ブレースへの初期張力導入 (Fuse 降伏耐力の 50%) の有無として設定した. 試験体は Z 型 NC ブレース架構として Z1-0, Z1-50, Z2-0, Z3-0 の 4 体, 非対称 Z 型 NC ブレース架構として AZ1-0, AZ1-50, AZ2-0, AZ3-0 の 4 体である. ブレースへの初期張力導入は, 予め架構を変形させておくことで振動による漸増変形を生じさせないことが狙いである. なお, 非対称 Z 型は加振方向, 直交方向に平行の計 4 構面にブレースを設置するが, Z 型試験体は加振方向のみに応答が生じるため, 加振方向に平行の 2 構面のみブレースを設置するものとする.

これら試験体の x 方向 (加振方向) における振動特性を調べるため, 加振により張力が零とならない程度

にブレース端部のナットを締め付け、ホワイトノイズ入力を行った。振動台加速度と試験体第1層重心の絶対加速度のフーリエ振幅スペクトルをバンド幅 0.4Hz の Parzen Window⁶²⁾ により各々平滑化し、これらのスペクトル比を求めた。図 2.17 に示すフーリエスペクトル比から、共振峰の振動数を固有振動数 f_0 とし、減衰定数 h をハーフパワー法により算定した。また、各々の試験体の x 方向の層剛性 K_x を、ホワイトノイズ入力における荷重変形関係から求めた。表 2.3 にこれらの結果をまとめて示す。固有周期 T_0 は f_0 の逆数である。Fuse 設置枚数が等しければブレース配置によらず T_0 はほぼ等しく、また、 h はいずれも 0.02~0.03 程度である。

表 2.2 試験体と実験変数

試験体	ブレース配置	Fuse枚数	ブレース初期張力
Z1-0	Z型	1	0%
Z1-50			50%
Z2-0		2	0%
Z3-0		3	0%
AZ1-0	非対称Z型	1	0%
AZ1-50			50%
AZ2-0		2	0%
AZ3-0		3	0%

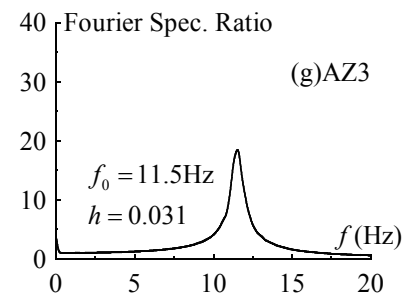
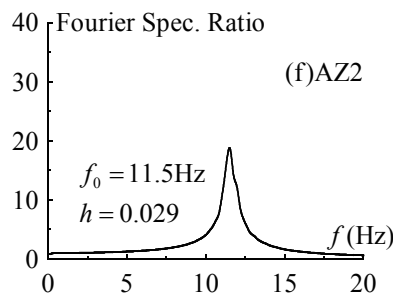
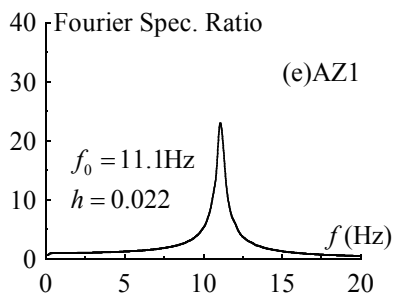
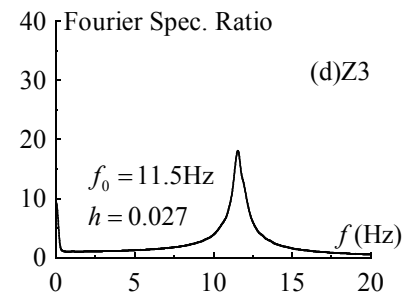
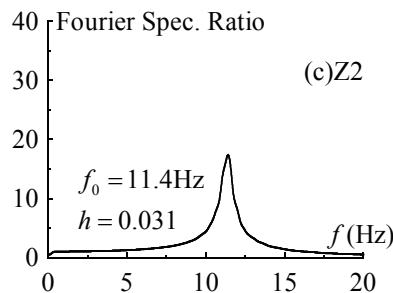
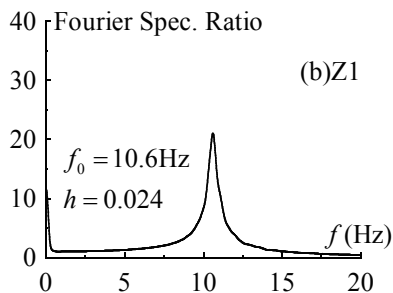
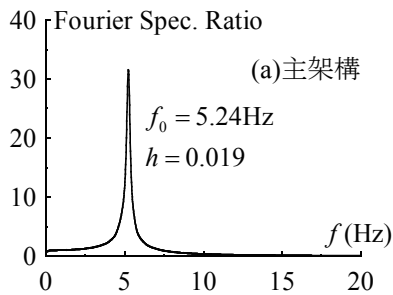
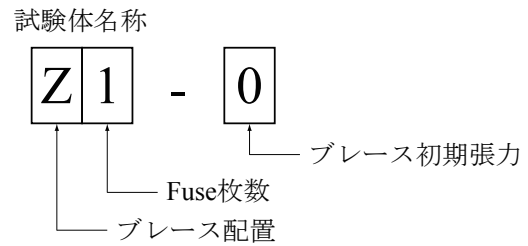


図 2.17 ホワイトノイズ加振のフーリエスペクトル比

表 2.3 試験体のホワイトノイズ加振結果

試験体	K_x (kN/mm)	T_0 (s)	f_0 (Hz)	h
主架構	1.78	0.191	5.24	0.019
Z1-0	9.15	0.094	10.6	0.024
Z1-50				
Z2-0	11.0	0.088	11.4	0.031
Z3-0	11.6	0.087	11.5	0.027
AZ1-0	9.63	0.090	11.1	0.022
AZ1-50				
AZ2-0	10.8	0.087	11.5	0.029
AZ3-0	11.6	0.087	11.5	0.031

2.3.2 実験方法

実験装置は、写真 2.2 に示す水平垂直 2 軸振動試験機であり、その性能は表 2.4 に示すとおりとなっている。この実験装置を用いて、図 2.18 に示す試験体の f_0 を避けた振動数 3Hz の正弦波を x 方向に入力する正弦波加振実験を行う。この正弦波は、加振 I (0~10s)、II (10~20s) が弾性振動する場合、加振 III (20~30s) が弾塑性振動する場合であり、それぞれ以下のように加振目標を設定している。

- 加振 I : 3.33~6.67s の定常状態でブレース最大応力が Fuse 全体の降伏耐力の 50% となる加振
- 加振 II : 13.33~16.67s の定常状態でブレース最大応力が Fuse 全体の降伏耐力の 100% となる加振
- 加振 III : ブレースの累積塑性伸びが破断伸びの 90% となる加振

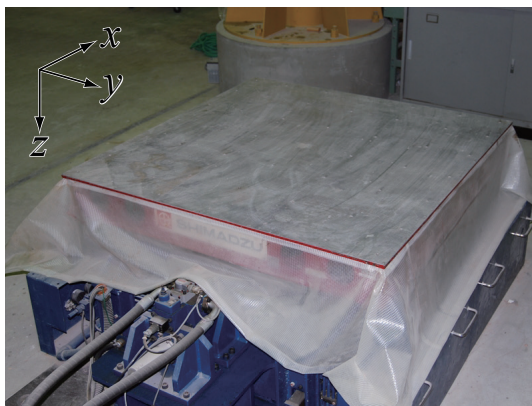


写真 2.2 水平垂直 2 軸振動試験機

表 2.4 振動台の性能

振動台の寸法		1,500x1,500	mm
最大積載重量		19.6	kN
最大加振力	x 軸	49.0	kN
	z 軸	39.2	kN
最大振幅	x 軸	±50	mm
	z 軸	±50	mm
最大加速度	x 軸	±29.4	m/s ²
	z 軸	±29.4	m/s ²
許容転倒モーメント	y 軸回り	29.4	kN・m
許容振りモーメント	z 軸回り	2.94	kN・m

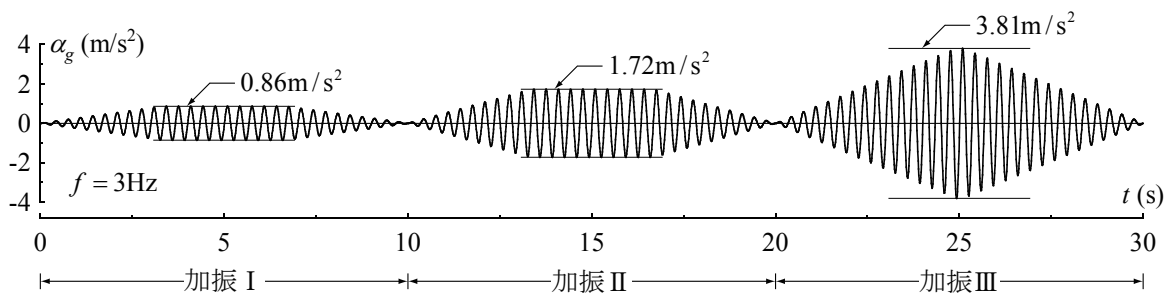


図 2.18 加振プログラム

非対称 Z 型 NC ブレース架構試験体の場合で予備加振を行い、これらの目標値が得られる入力加速度を表 2.5 のように設定した。なお、2.3.1 項で述べたように Fuse の σ_y, σ_u が試験体設計時の想定値よりもかなり高く、Fuse を 2, 3 枚設置した試験体では、加振 II まで行くとガセットプレートが降伏する恐れがあったため、加振 I ののみを行うものとし、Fuse を 1 枚設置した試験体のみ加振 III まで行うこととする (表 2.5)。なお、これらの加振は、表 2.4 に示した振動台の性能を超えない範囲となっている。

表 2.5 加振プログラムの概要

Fuse 枚数	各加振の実施状況			各加振の最大入力加速度 (m/s^2)		
	加振 I	加振 II	加振 III	加振 I	加振 II	加振 III
1	○	○	○	0.86	1.72	3.81
2	○	-	-	1.76	-	-
3	○	-	-	2.62	-	-

2.3.3 計測方法

計測計画を図 2.19 に示す。振動台上に設置した加速度計により地動加速度 α_g を、第 1 層の重心 x, y 方向の加速度計より x, y 方向の絶対加速度 α_x, α_y を、同じく第 1 層の Y1, Y2 構面直上に設置した加速度計より Y1, Y2 構面の絶対加速度 α^{Y1}, α^{Y2} をそれぞれ計測する。変位計測用柱 □-75x75x4.5 の上端部に取り付けた変位計により Y_i, X_i 構面の層間変形 δ^{Yi}, δ^{Xi} を計測する。また、柱の同一断面に貼り付けた 2 枚のひずみゲージの平均からそれぞれ柱 j の上側、下側計測位置の z 軸方向ひずみ ${}_t \varepsilon_c^j, {}_b \varepsilon_c^j$ を、ブレース軸部に貼り付けたひずみゲージの値から各構面ごとに合計した Y_i, X_i 構面ブレースの軸ひずみ $\varepsilon_b^{Yi}, \varepsilon_b^{Xi}$ を計測する。

これらの計測値は、次のように整理を行う。 α_x から試験体 x 方向の層せん断 Q_x を次式で算出する。

$$Q_x = -m\alpha_x \quad (2.27)$$

δ^{Yi}, δ^{Xi} からは、重心の層間変形 δ_x, δ_y 、また振り角 θ を以下の式により算出する。

$$\delta_x = \frac{\delta^{Y1} + \delta^{Y2}}{2}, \quad \delta_y = \frac{\delta^{X1} + \delta^{X2}}{2} \quad (2.28)$$

$$\theta = \left(\frac{\delta^{Y2} - \delta^{Y1}}{l} + \frac{\delta^{X2} - \delta^{X1}}{l} \right) / 2 \quad (2.29)$$

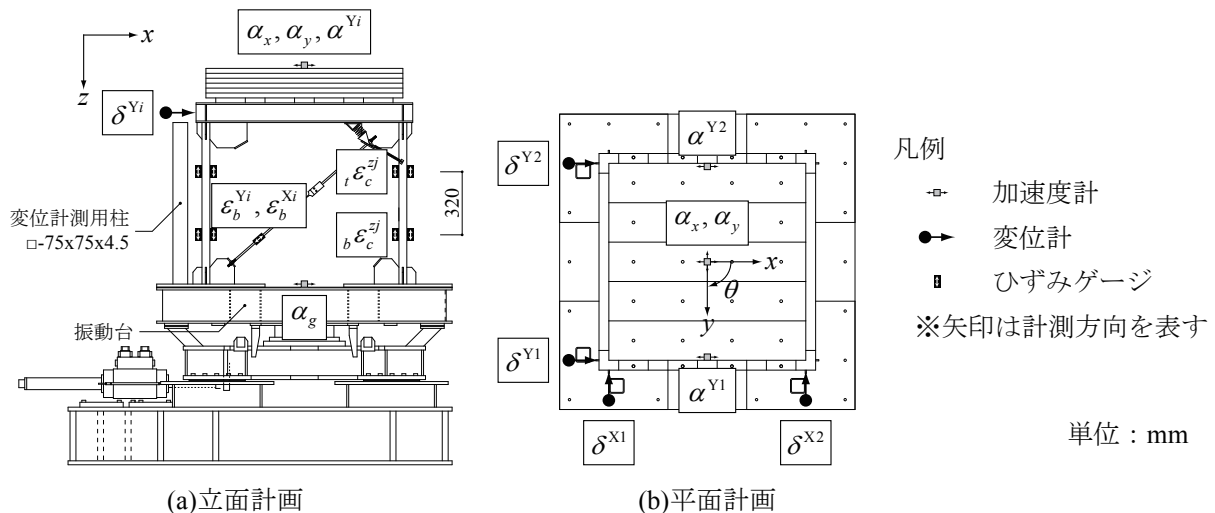


図 2.19 計測計画

式(2.29)の θ はYi構面の変位計の値から求めた振り角と、Xi構面の変位計の値から求めた振り角を平均したものであるが、実際の振動台実験結果から、前者と後者の振り角はほぼ等しく試験体の床は剛体的に回転することを確認している。また、 ${}_i\varepsilon_c^j, {}_b\varepsilon_c^j$ から柱jのx方向せん断力 Q_{cyj} を、 $\varepsilon_b^{Yi}, \varepsilon_b^{Xi}$ からYi, Xi構面のブレース負担水平力 Q_b^{Yi}, Q_b^{Xi} をそれぞれ以下の式で算出する。

$$Q_{cyj} = Z_c E \frac{{}_i\varepsilon_c^j - {}_b\varepsilon_c^j}{h_g} = \frac{{}_iM_c^j - {}_bM_c^j}{h_g} \tag{2.30}$$

$$Q_b^{Yi} = E \varepsilon_b^{Yi} A_b \cos \theta_b, \quad Q_b^{Xi} = E \varepsilon_b^{Xi} A_b \cos \theta_b \tag{2.31}$$

ここに、 Z_c :柱の断面係数、 h_g :柱のひずみゲージ貼付け間距離で320mm、 ${}_iM_c^j, {}_bM_c^j$:柱jの上側、下側計測位置におけるy軸回り曲げモーメントである。x方向の主架構負担水平力 Q_{fx} 、ブレース系の負担水平力 Q_{bx} はそれぞれ Q_{cyj}, Q_b^{Yi} を要素j,iについて総和して求める。

$$Q_{fx} = \sum_j Q_{cyj} \tag{2.32}$$

$$Q_{bx} = \sum_i Q_b^{Yi} \tag{2.33}$$

加速度計から算出した Q_x とひずみゲージの値から次式で算出した Q_x はその最大値がほぼ一致することを確認したため、以降においては式(2.34)の値を Q_x として採用する。

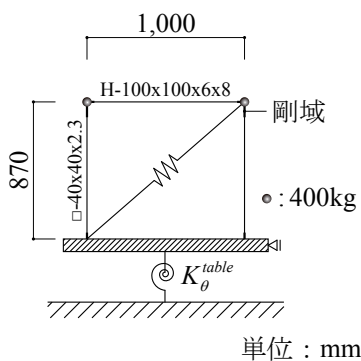
$$Q_x = Q_{fx} + Q_{bx} \tag{2.34}$$

なお、変位計測用柱は試験体と比べて固有周期がかなり短く、本実験加振の範囲では計測に影響のないことを確認している。

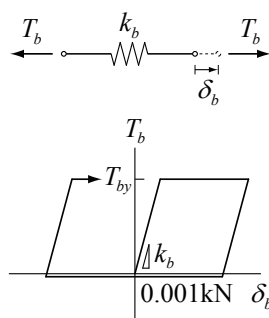
2.3.4 解析モデル

1層模型試験体の解析モデルの一構面を図2.20(a)に示す。解析モデルは、柱脚の境界条件を固定、部材の接合条件を剛接合、床に剛床を仮定した1層1スパンの立体架構であり、柱、梁にはそれぞれ \square -40x40x2.3およびH-100x100x6x8の断面性能を設定する。x,y方向のスパン長は1,000mm、構造階高は870mmとしている。ただし、実際の試験体では、柱端部に隅肉溶接接合したガセットプレートおよびリブプレートの影響で主架構剛性が上昇しているため、解析モデルにおいては、節点から部材フェイスまでの剛域に、柱の上端部および下端部に適当な長さの剛域を加えることで、主架構のみの剛性を表2.3の値と一致させている。

ブレースは、NCブレースの圧縮力が作用しない特性を再現するが、数値解析上、降伏軸力を0kNと設定できないため、図2.20(b)に示すように、引張側を降伏軸力 T_{by} とした完全弾塑性型、圧縮側を降伏軸力0.001kN



(a)解析モデルの一構面



(b)ブレースモデル

図 2.20 1層模型試験体の解析モデル

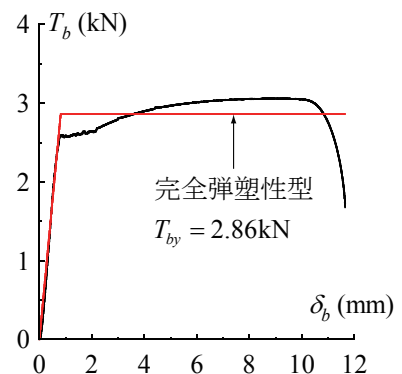


図 2.21 Fuse 引張試験結果

としてモデル化する。本試験体のブレースは、Fuse に塑性変形が集中するため、ブレース全長が塑性変形する場合と比較してひずみ硬化の影響を受けやすい。そこで、 T_{by} は図 2.21 に示す Fuse 引張試験から得られた $T_b - \delta_b$ 関係より、Fuse 破断までの履歴面積が等価な完全弾塑性型モデルの降伏耐力として、Fuse1 枚当たり 2.86kN と決定した。また、ブレース軸剛性 k_b は、表 2.3 で得られた各ブレース架構と主架構の K_x の差を 1/2 倍して求めた構面当たりのブレース水平剛性を、軸方向に変換した値とする。

更に、実験においては試験体の転倒モーメントにより振動台がロックングして回転挙動を含んだため、図 2.20(a) に示すようにロックング挙動を模した回転バネをモデル下部に設置して実験結果を追跡する。回転バネの回転剛性は、以下の手順に従い試験体の転倒モーメント M_{OVT} と振動台回転角 θ_{table} の関係から求めた、振動台のロックング剛性 K_θ^{table} を用いることとする。

図 2.22 に示すように変位計を振動台下 1,400mm 間隔で設置し、振動台の水平移動の影響を極力排除するため、試験体上部の錘に打撃によるインパルス加力を与え、試験体主架構を自由振動させた。

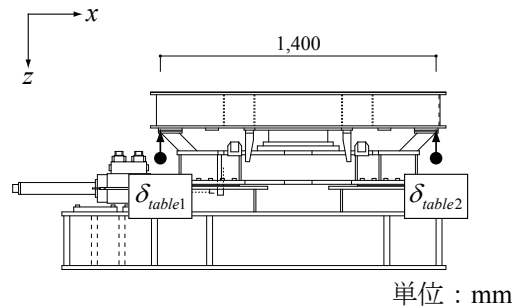


図 2.22 振動台鉛直変位の計測

このようにして計測した振動台鉛直変位 δ_{table1} , δ_{table2} を図 2.23(a) に示す。 δ_{table1} が極大値をとる時刻では δ_{table2} が極小値に、また δ_{table2} が極大値をとる時刻では δ_{table1} が極小値となる傾向にあり、振動台がロックング挙動していることが分かる。 δ_{table1} , δ_{table2} から θ_{table} を次式で求める。

$$\theta_{table} = \frac{\delta_{table1} - \delta_{table2}}{l_{table}} \quad (2.35)$$

ここに、 l_{table} : 振動台下の変位計間距離で 1,400mm である。 δ_{table1} , δ_{table2} は逆位相ではないが、(b) から θ_{table} の値は正負ほぼ等しい。また、(c) には M_{OVT} と θ_{table} の関係を示す。振動台が試験体の振動エネルギーを逸散するため、両者の関係は楕円形に近い形状となるが、振動台のロックング剛性 K_θ^{table} は図中に破線で示すようにほぼ 28,000kN·m/rad となる。従って、図 2.20(a) の回転バネの K_θ^{table} にはこの 28,000kN·m/rad を用いることとする。なお、振動台の慣性モーメントは考慮しない。

解析モデル下部に回転バネを設けずロックングを考慮しない場合、表 2.6 に示すように試験体（および振動台の全体系）の固有周期との対応があまり良くないが、ロックングを考慮した解析モデルの固有値解析結果は、試験体の固有周期と良く一致しており、本解析モデルによれば実験結果を追跡可能であると考えた。また、この解析モデルの固有値解析により、非対称 Z 型試験体において x 方向の片側構面ブレースが抵抗した場合に発生する固有モードの検討を行った。各モードのうち、y 方向ブレースがいずれも抵抗せず、並進による重心変位と振りによる重心変位の増分が同符号となる連成モードの固有振動数が最も低く、いずれの Fuse 枚数においても 5.35Hz となったが、本実験の入力振動数 3Hz に一致していないことを確認している。

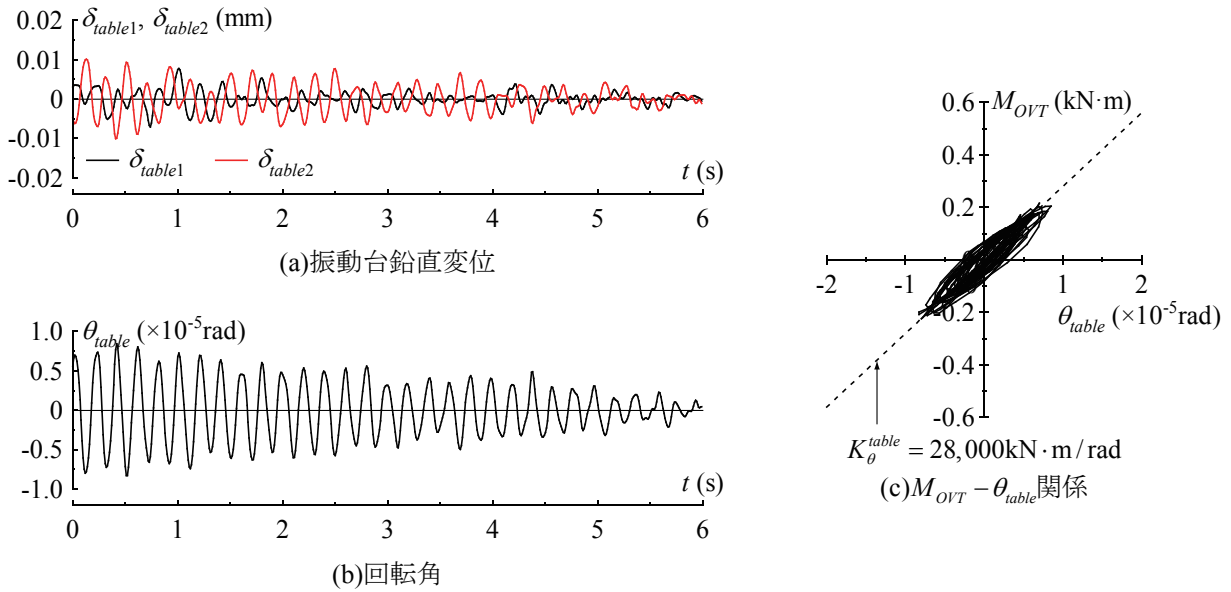


図 2.23 振動台のロッキング挙動

表 2.6 解析モデルの固有値解析結果

試験体	T_0 (s)						
	主架構	Z1-0, 50	Z2-0	Z3-0	AZ1-0, 50	AZ2-0	AZ3-0
ロッキング考慮	0.193 (1.01)	0.095 (1.01)	0.089 (1.01)	0.087 (1.00)	0.093 (1.03)	0.089 (1.02)	0.087 (1.00)
ロッキング非考慮	0.188 (0.98)	0.085 (0.90)	0.078 (0.89)	0.076 (0.87)	0.082 (0.91)	0.078 (0.90)	0.075 (0.86)

()は試験体の固有周期に対する解析モデルの固有周期の比を示す。

2.3.5 解析条件

数値解析の条件を以下に示す。

- (1) 数値解析には、SNAP (Structural Non-linear Analysis Program) を用いる。
- (2) 数値積分法は Newmark - β 法 ($\beta = 0.25$) とする。
- (3) 数値積分の時間刻みは 0.002s とする。
- (4) 解析に用いる地動加速度には、実験で計測した α_g を用いる。
- (5) 減衰は初期剛性比例型とし、1次減衰定数 h_1 にはそれぞれ表 2.3 のホワイトノイズ加振結果を用いる。

2.4 実験結果および数値解析結果とその考察

2.4.1 1層試験体主架構の検証

ブレース架構の振動台実験に先立って主架構の振動台実験を実施し、その結果を数値解析により追跡することで解析モデル主架構の妥当性を検証する。図 2.24 には主架構のみに図 2.18 の 0~10s (Fuse1 枚設置した場合の加振 I) を入力したときの絶対加速度応答時刻歴、層間変形時刻歴、復元力特性、最大変形時の曲げモーメント図をそれぞれ示す。

図 2.24(a), (b) より、絶対加速度、層間変形時刻歴は、実験と解析とで振幅、位相ともに精度良く合致している。これらの最大値と最小値ともに、実験と解析とで良好に対応することから、(c) の復元力特性についても精度良く一致している。また、(d) は最大変形時において計測した各点の曲げモーメントから節点モー

メントを求め、Y1, Y2 構面で平均した応力図である。2.3.4 項で述べたように解析モデルを作成することで試験体主架構の応力状態を良好に追跡できる。従って、2.3.4 項で示した主架構モデルは、試験体の振動台実験結果を追跡する上で妥当なものであることが確認できた。

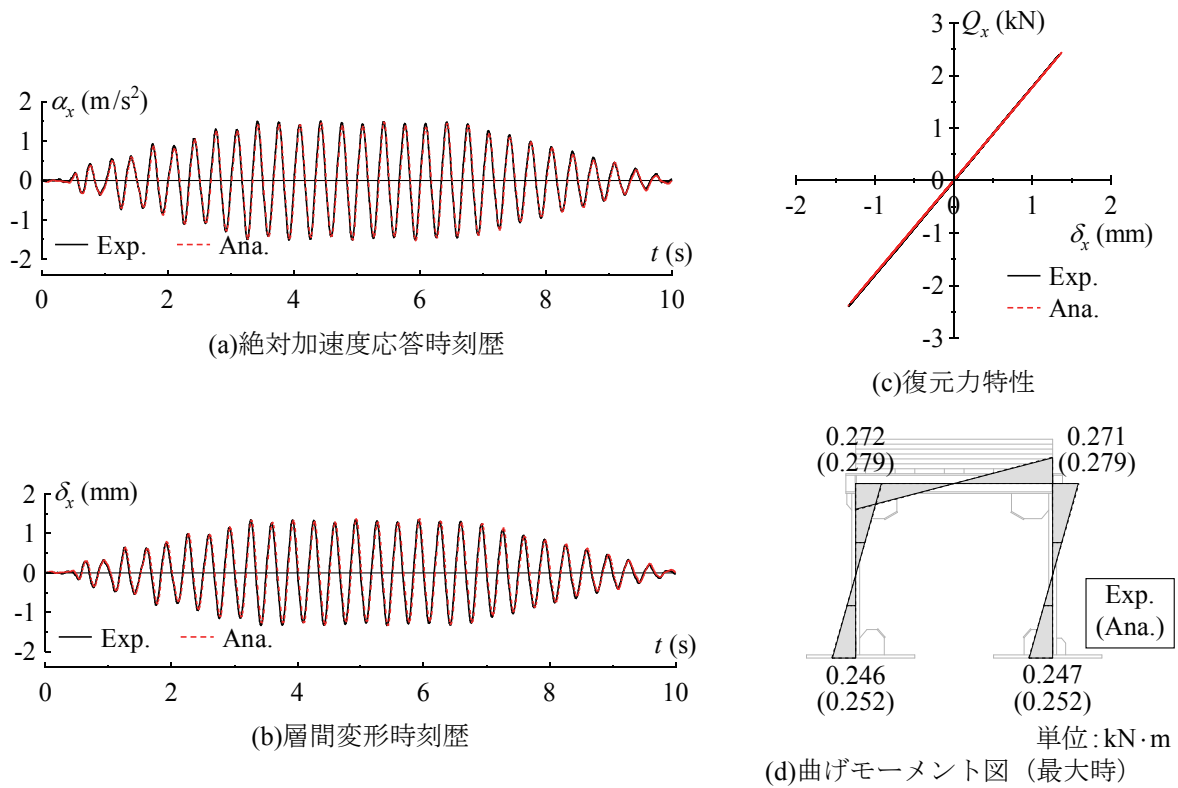


図 2.24 1 層模型試験体主架構の正弦波加振実験結果

2.4.2 加振目標に対する割合

2.3.2 項にて示した各加振の目標値に対する、実験結果より得られた値の比を図 2.25 に示す。なお、Z1-50, AZ1-50 の加振 I においてはブレース初期張力が目標値と一致するため、また Z1-0, Z1-50 の加振 III においては Fuse が破断したため、これらは除去している。

図 2.25 より、いずれの試験体の各加振においても、目標値を概ね満足する結果が得られていることが分かる。なお、Fuse を 2, 3 枚設置した試験体では、設定した目標値よりも実験結果の値がやや高めであるが、以下の考察を行う上では問題とならない。

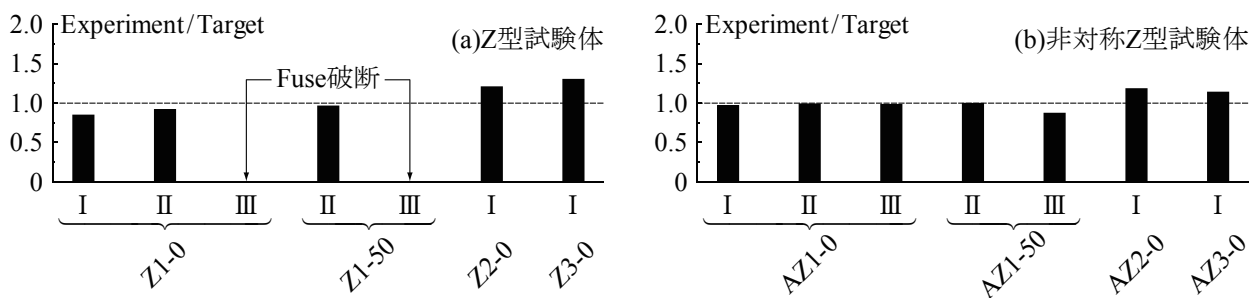


図 2.25 加振目標に対する実験結果の比

2.4.3 絶対加速度応答時刻歴

図 2.26 には、重心 x, y 方向の絶対加速度応答 α_x, α_y の時刻歴を示す (Z 型試験体の場合は α_x のみを示す)。(a)~(d) が Z 型試験体、(e)~(h) が非対称 Z 型試験体である。なお、Z1-0, Z1-50 は Fuse が破断した時刻までの結果であり、Fuse 破断を × で示す。

図 2.26 の実験結果を見ると、いずれの試験体も加振 I, II においては図 2.18 に示した入力加速度同様に応答振幅の状態も漸増 → 定常 → 漸減を繰り返すが、加振 III においては入力加速度の波形形状と相似ではない。これは、加振 III においては Fuse の塑性化が徐々に進行することで、弾性振動時より応答倍率が低下したためである。また、Fuse 設置枚数の多い試験体では、Fuse 全体の降伏耐力の 50% 相当の応力をブレースに作用させるには大きな加速度を作用させる必要があるため、加振 I における絶対加速度の最大値は Fuse 設置枚数の多い試験体ほど大きい。更に、Fuse 1 枚試験体について、ブレース初期張力導入の有無について比較してみると、本実験のように入力を漸増させた場合、その加速度応答は両者ともにほぼ同等となり、顕著な差は認められなかった。上記事項は、Z 型、非対称 Z 型いずれについても同様に考察することができる。

Z 型と非対称 Z 型とで Fuse 設置枚数が等しい試験体同士を比較すると、その絶対加速度応答時刻歴はほぼ同等となることが分かる。Z 型と非対称 Z 型は、そのブレース配置の違いにより抵抗機構にやや相違はあるものの、設置するブレースが等しければ表 2.3 に示したように両者の基本的な動的特性は等しくなるためである。非対称 Z 型では、後述するように AZ1-50 を除く架構は、振動中に振り変形して直交方向にも変位応答を生じるが、重心 y 方向には絶対加速度応答がほとんど生じていない。また、図 2.27 に示す Y_i 構面の絶対加速度応答 α^{Y_i} の時刻歴 (AZ1-0) からも明らかなように、 Y_1, Y_2 構面の絶対加速度応答は $\alpha^{Y_1}, \alpha^{Y_2}$ はほぼ合致しており、非対称 Z 型試験体における振り振動は顕著でないことが分かる。

振動台実験結果と数値解析結果とを比較すると、いずれのブレース配置、Fuse 設置枚数においても良好な精度で実験と解析が対応していることが分かる。

2.4.4 層間変形時刻歴

図 2.28 には、重心 x, y 方向の絶対加速度応答 δ_x, δ_y の時刻歴を示す (Z 型試験体の場合は δ_x のみを示す)。絶対加速度応答同様、(a)~(d) が Z 型試験体、(e)~(h) が非対称 Z 型試験体である。

図 2.28 の実験結果を見ると、Z 型はブレース初期張力導入により初期変位が生じている Z1-50 を除き、いずれの試験体においても層間変形が一方向漸増する漸増変形特性を生じており、一方で非対称 Z 型はほぼ原点 (初期重心位置) を中心に振動している。Z 型と非対称 Z 型配置の絶対加速度応答がほぼ等しかったことから明らかなように、定常および漸減領域における相対的な振幅は両者ほぼ等しくなるが、ブレース配置によって重心における変形性状は大きく異なっている。

非対称 Z 型における重心位置の変形性状は、図 2.29 に示す Y_i, X_i 構面における層間変形 $\delta^{Y_i}, \delta^{X_i}$ の時刻歴により説明することができる。ブレース初期張力を導入した AZ1-50 を除いて Y_1, X_1 構面は負側に、 Y_2, X_2 構面は正側にいずれも一方向漸増変形している。 $\delta^{Y_1}, \delta^{Y_2}$ における振動成分は、概ね $\delta^{X_1}, \delta^{X_2}$ を中心として生じているとともに、各加振終了後における δ^{Y_1} と δ^{X_1} および δ^{Y_2} と δ^{X_2} はそれぞれほぼ等しいことから、漸増振り変形の回転中心はほぼ重心と一致することが明らかである。この理由から、 $\delta^{Y_1}, \delta^{Y_2}$ を平均した δ_x は原点を中心とした振動となること、 $\delta^{X_1}, \delta^{X_2}$ を平均した δ_y はほとんど生じないことが分かる。

また、Z 型、非対称 Z 型のいずれの場合も数値解析により実験挙動を良好に追跡できている。なお、漸増変形に関する考察は、次項で非対称 Z 型の振り角について示した後、2.4.6 項にて Z 型、非対称 Z 型をまとめて行う。

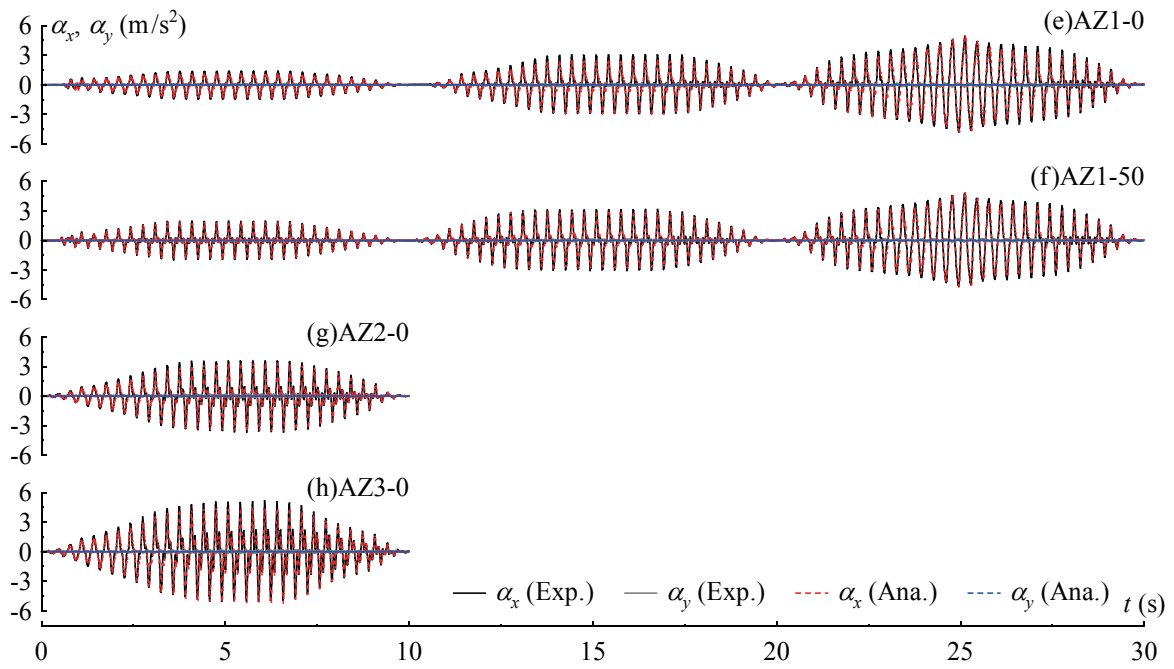
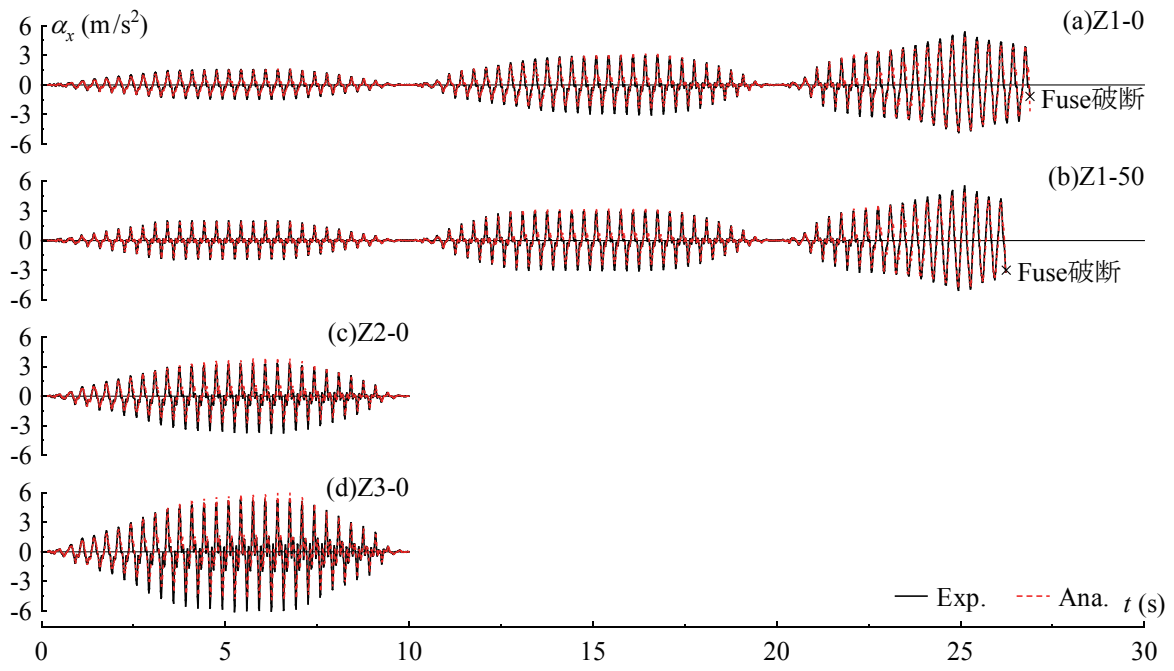


図 2.26 重心位置の絶対加速度応答時刻歴

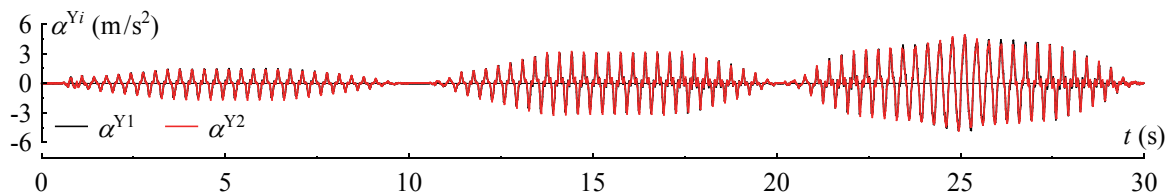


図 2.27 Yi 構面の絶対加速度応答時刻歴 (AZ1-0)

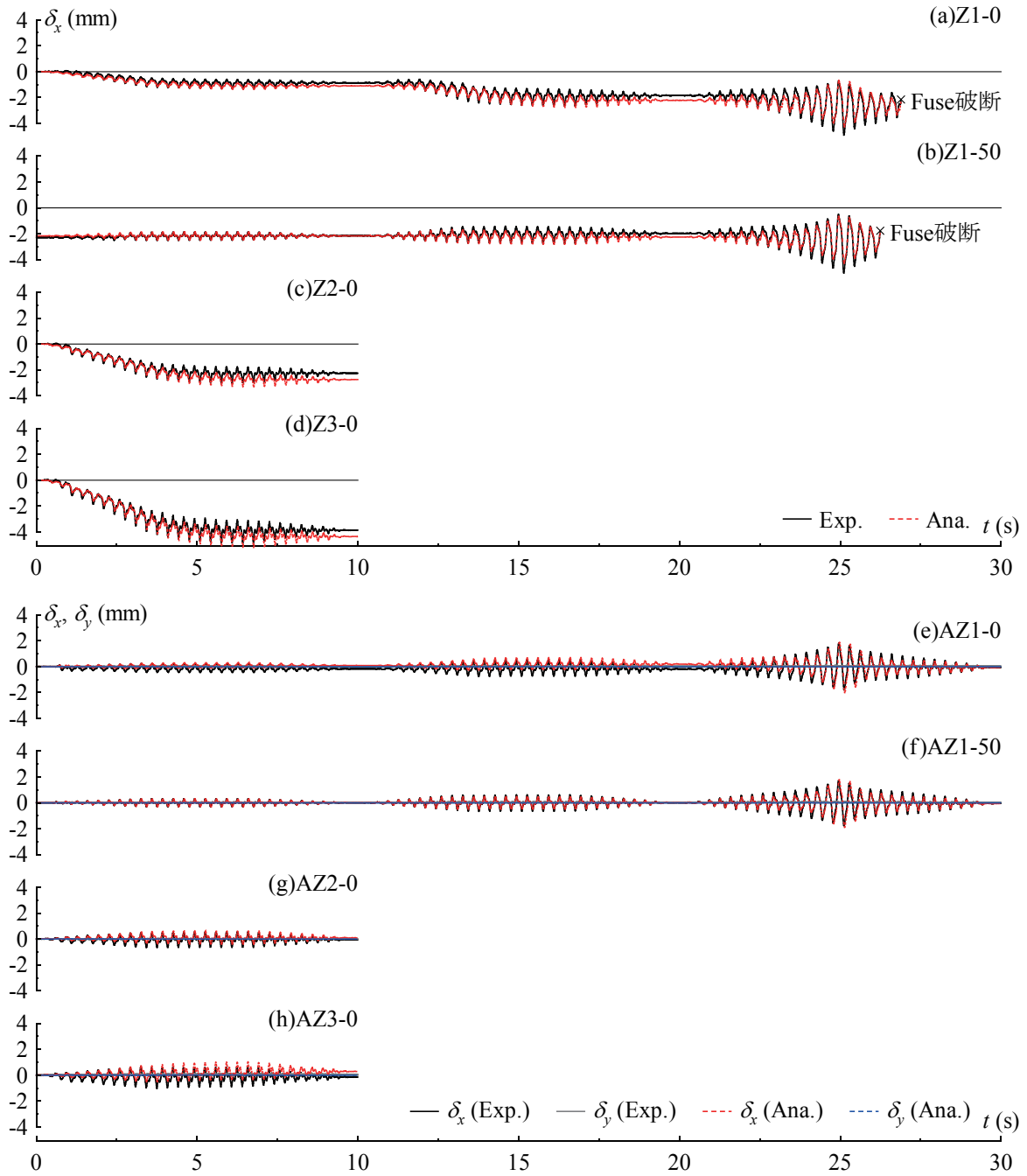


図 2.28 重心位置の層間変形時刻歴

2.4.5 振り角時刻歴

図 2.30 には、非対称 Z 型試験体の振り角 θ の時刻歴を示す。図 2.29 にて Y1, Y2 構面および X1, X2 構面が互いに逆方向に変形漸増していくことから明らかなように、図 2.30 に示すように AZ1-50 を除く非対称 Z 型 NC ブレース架構は一方漸増振り変形を生じている。実験結果において、僅かに振り振動が含まれているが、これは、楔が移動時に不安定な状態となり、NC ブレースが軸力零から引張抵抗を開始する際に、微小なスリップを伴ったためである。また、実験結果と解析結果は良好に対応することが分かる。

2.4.6 漸増変形性状の考察

図 2.28(a)~(d) の Z 型の層間変形時刻歴、図 2.30 の非対称 Z 型の振り角時刻歴により、両者の漸増変形性

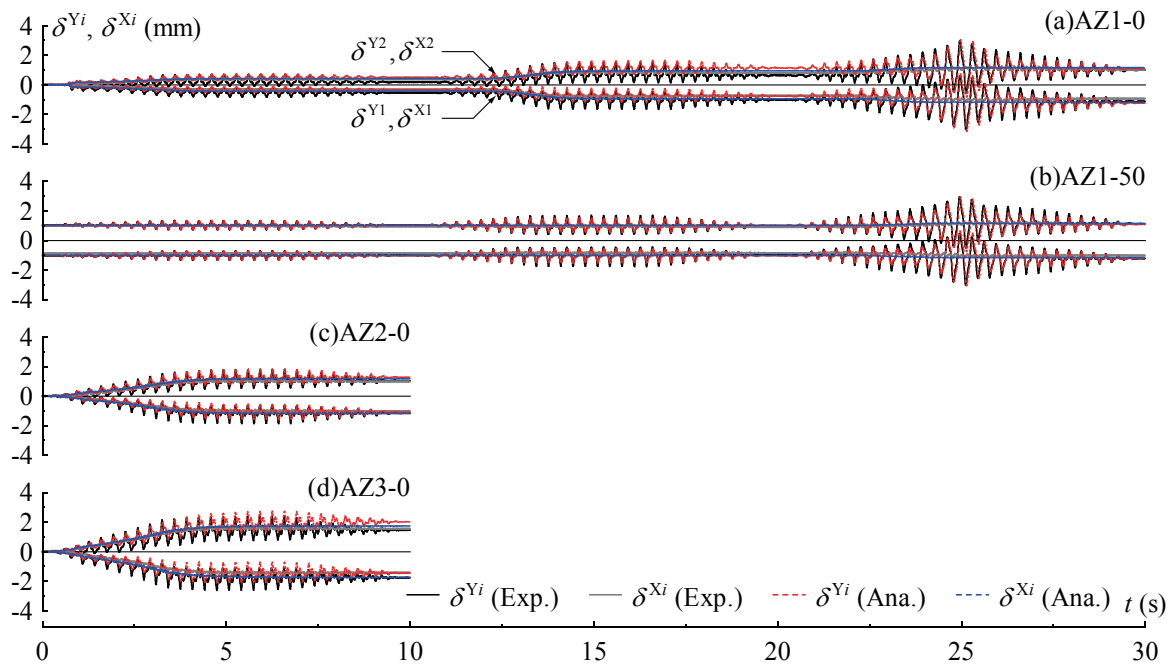


図 2.29 Y_i, X_i 構面の層間変形時刻歴（非対称 Z 型試験体）

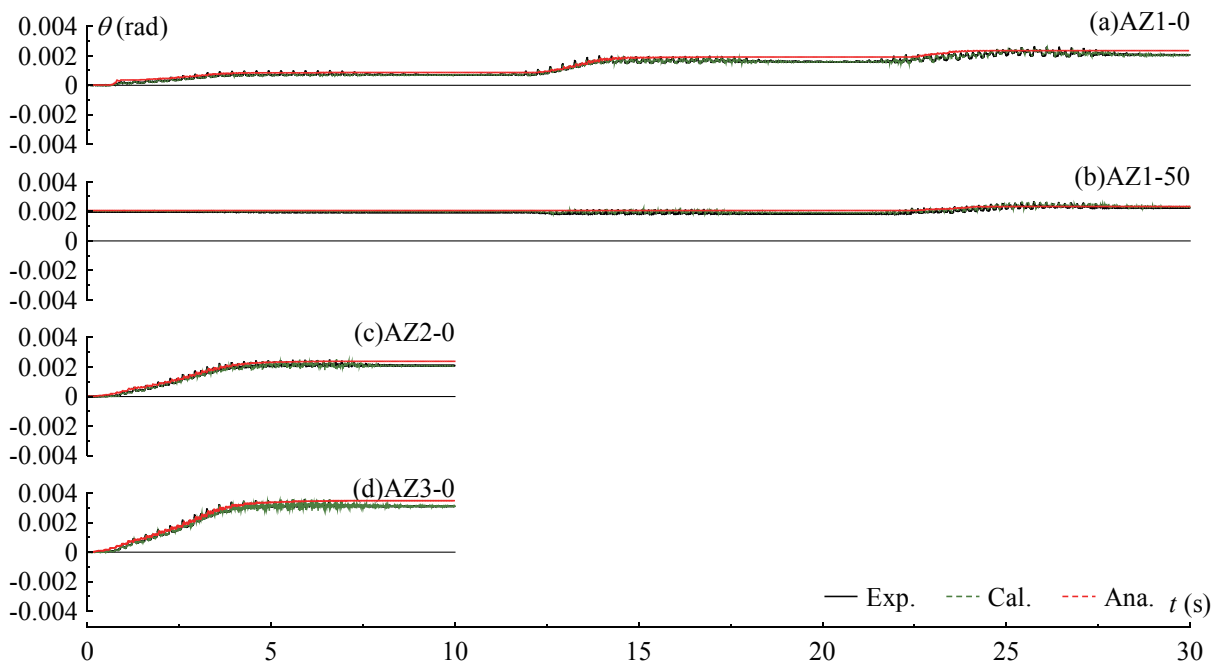


図 2.30 振り角時刻歴（非対称 Z 型試験体）

状の比較，考察を行う．

ブレース初期張力を導入した Z1-50, AZ1-50 を除く試験体では，いずれも加振 I の 0~3.33s および加振 II の 11.67~13.33s において変形が段階的に漸増しているが，これは 2.2.2 項の漸増変形機構から次のように説明することができる．すなわち，これらの時刻で変形が漸増する理由は，図 2.26 に示した重心の絶対加速度応答からも明らかのように，Z 型では NC ブレース圧縮方向における最大水平力が，非対称 Z 型ではブレース系の最大負担水平力が，以前の時刻で経験したそれぞれの最大値を逐次上回るためである．加振 I におけ

る3.33s, 加振Ⅱにおける13.33s以降の入力加速度の一定領域および漸減領域においては, Z型のNCブレース圧縮方向の最大水平力および非対称Z型のブレース系最大負担水平力は, それ以前の時刻で経験した最大値以下となるため, 変形の漸増は生じていない. 一方, ブレース降伏軸力の50%を初期張力として導入した試験体で変形の漸増が生じない理由は次のとおりである. Z1-50, AZ1-50試験体は, ブレースにFuse降伏耐力の50%となる初期張力を導入することで, Yi構面ブレースが $Q_{by}/2$ の残留水平力を負担した応力状態を模しており, これらの初期変形はZ1-0, AZ1-0の加振Ⅱ終了後の残留変形と概ね一致する. 従って, ブレース初期張力が失われない範囲では, 振動による一方向漸増変形を起こすことはない. なお, Z1-0, Z1-50の場合はFuse破断したため判断しづらいが, AZ1-0, AZ1-50では加振ⅢでFuseのひずみ硬化によってブレース耐力が上昇して $M_{fy}/2$ (x方向ブレース降伏時の振りモーメント)を超える M_T が作用したため, ブレース降伏後においても僅かに変形が漸増している.

加振Ⅰ終了後においては, Z型, 非対称Z型ともにFuseの設置枚数が多い試験体ほど残留変形が大きくなる. 加振Ⅰにおいては, 図2.23に示したように概ね加振目標を満足しており, 各試験体のFuseに生じた応力度は同程度であった. このことから, ある定まった主架構に対しては, ブレース降伏耐力を調整することで残留変形量は容易に変更可能であり, 大きな弾性ひずみエネルギー蓄積を期待する場合にはブレース降伏耐力を高めて設計すればよいと言える.

また, 図2.30中には, Q_b^{Yi} , Q_b^{Xi} の実験値を用いて算出した重心回りの振りモーメント M_T を主架構の重心回り振り剛性 K_θ で除した計算値も併せて示している. いずれのFuse設置枚数の場合も実験結果と計算値は極めて良好に対応しており, 漸増振り変形の機構で述べたように M_T によって θ が生じていることが分かる. 同時に, 動的挙動時においても静的な力のつりあいに基づく式(2.11)により, その挙動を十分に表現することが可能である.

2.4.7 復元力特性

図2.31にFuseを1枚設置した試験体の復元力特性を代表して示す. 左列がYi構面ブレース負担水平力 Q_b^{Yi} とYi構面層間変形 δ^{Yi} の関係, 中列がx方向における主架構およびブレース系負担水平力 Q_{fx} , Q_{bx} とx方向層間変形 δ_x の関係, 右列がx方向の層せん断力 Q_x と δ_x の関係である. Z1-0, Z1-50においては, ブレースに設置したFuseが破断する時刻までの履歴を示す.

まず, Q_b^{Yi} - δ^{Yi} 関係を見ると, Z型はY1, Y2構面ブレースともに正の荷重領域, 非対称Z型のY1, Y2構面ブレースはそれぞれ正, 負の荷重領域のみに履歴が生じており, NCブレースの圧縮力が作用しない特性が現れている. ブレース初期張力を導入しないZ1-0, AZ1-0の各ブレースは原点から履歴を生じており, 弾性時において図2.12の復元力特性により変形が一方向漸増した後, ブレース弾塑性時には完全弾塑性型に近似できる復元力特性を示して効率良くエネルギー消費していることが分かる. 一方で, ブレース初期張力を導入したZ1-50, AZ1-50は初期変形点より履歴が生じるため, 図2.12のような履歴性状は現れない. Z1-50, AZ1-50における弾塑性時履歴は, Z1-0, AZ1-0の弾塑性時履歴とそれぞれほぼ同等となる.

続いて, 中列の Q_{fx} , Q_{bx} - δ_x 関係を見ると, Z1-0, Z1-50は各ブレース設置方向が同一であるため, その Q_{bx} - δ_x 関係は Q_b^{Yi} - δ^{Yi} 関係と同様の履歴形状となるが, AZ1-0, AZ1-50のそれは図2.13で説明したように, 原点を中心とした完全弾塑性型に近似できる履歴形状となる. また, Q_{fx} - δ_x 関係から, いずれの試験体においても主架構は弾性であり, NCブレースのみが塑性化してエネルギー消費していることが分かる.

従って, Q_{fx} と Q_{bx} を足し合わせた Q_x と δ_x の関係は右列に示すようになる. Z1-0は図2.8に示した復元力特性と同様の履歴形状, AZ1-0, AZ1-50は原点を中心としたbi-linear型に近似できる履歴形状, Z1-50ではAZ1-0, AZ1-50を初期変形分だけ負の変形領域へシフトした履歴となる. 以上から, 弾塑性時においても主

架構を弾性に留めておけば、NC ブレースが安定したエネルギー消費を行い、Z 型、非対称 Z 型 NC ブレース架構はいずれも鋼材ダンパー架構として機能することが分かる。更に、数値解析により上述した実験挙動の傾向を良好な精度により追跡できている。

写真 2.3 には Z1-0, Z1-50, AZ1-0, AZ1-50 試験体の実験後における Fuse を示す。各写真は、上から順に実験前、Y1 構面内側、外側、Y2 構面ブレース内側、外側の Fuse である。いずれの Fuse も加振Ⅲにおいて概ね均等に塑性伸びしたため、実験前の全長と比較して 10mm 前後の伸びが生じている。

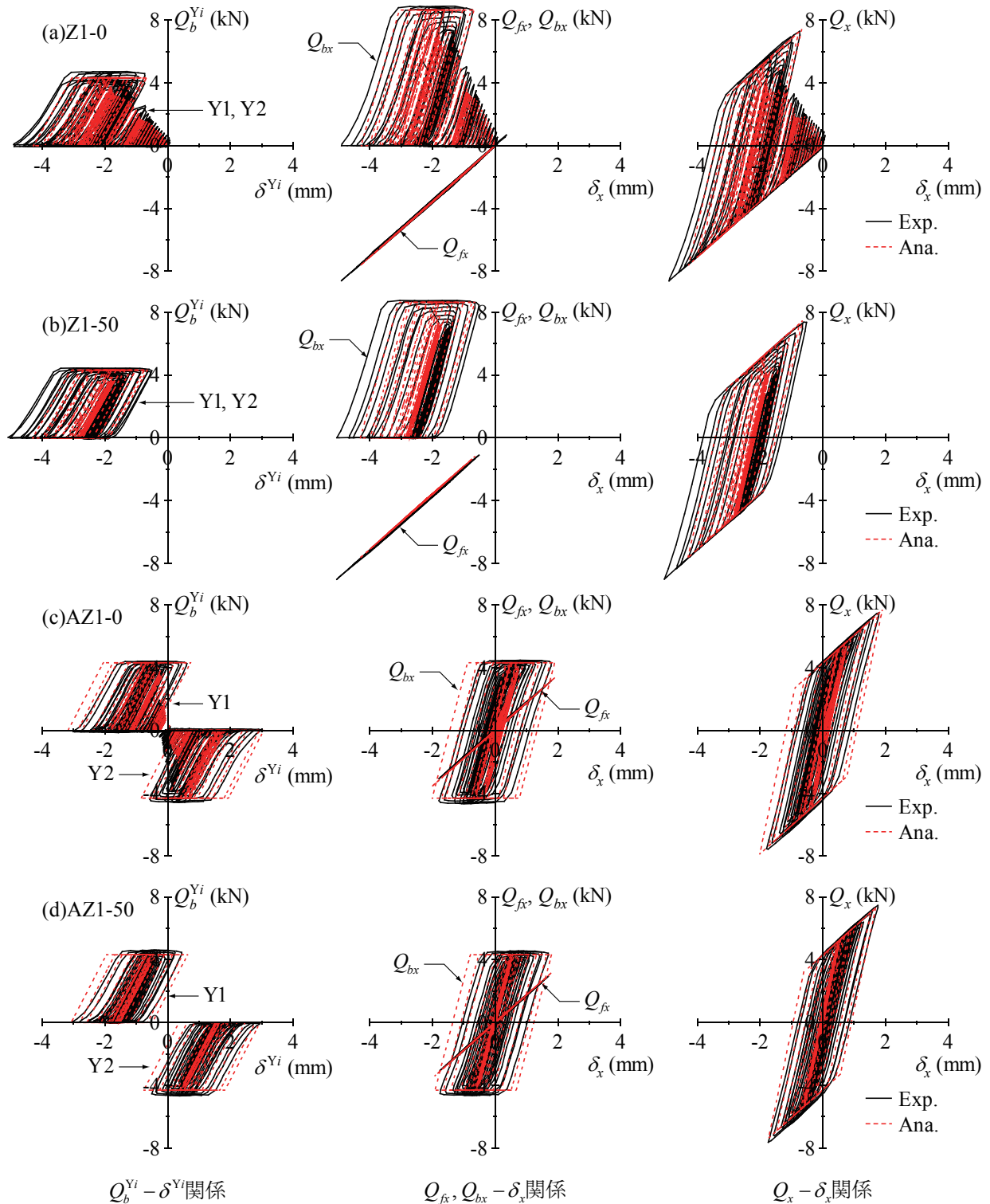


図 2.31 復元力特性

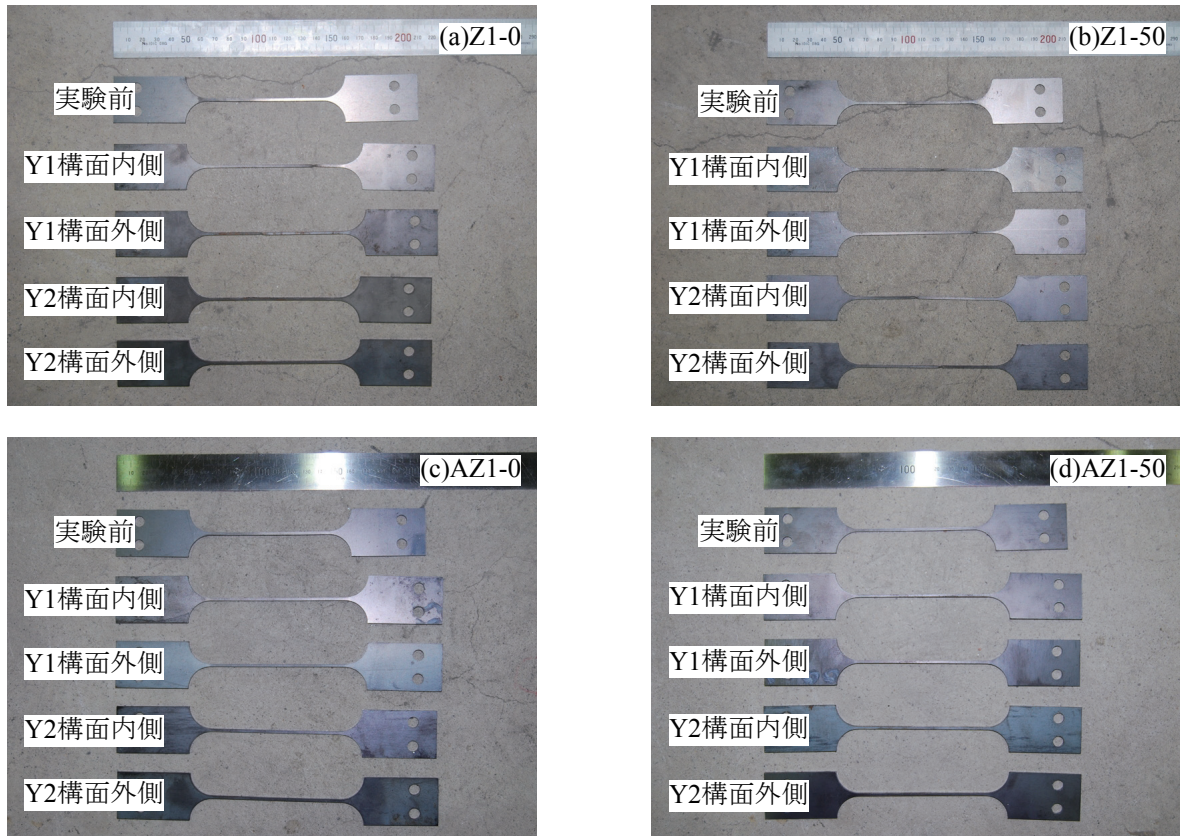


写真 2.3 実験後の Fuse

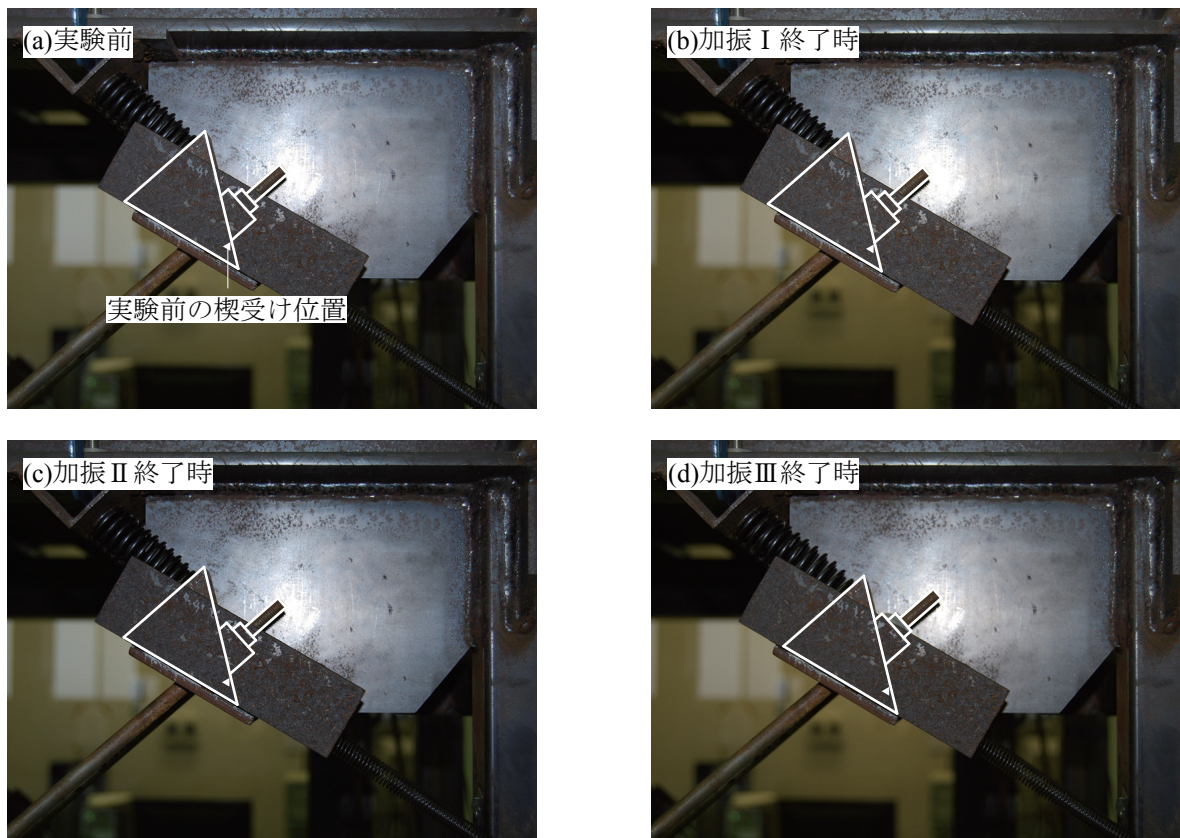


写真 2.4 楔の動作状況 (AZ1-0)

2.4.8 楔デバイスの動作状況

実験前、各加振後に定点撮影した AZ1-0 試験体の Y2 構面外側ブレースの楔を写真 2.4 に示す。なお、楔のガイドとして楔台に山形鋼 L-40x40x3 を設置しており、楔の挙動が判りづらいため、楔および楔受けの輪郭線を描いている。また、各加振後の楔貫入量が比較できるように、実験前の楔受け位置を記している。

写真 2.4 より、試験体が弾性振動する加振 I、II において楔はほとんど貫入していない。これは、Yi 構面ブレース降伏により漸増変形が限界に達するまでの、楔受けのブレース軸方向への移動量 δ_b は、例えば AZ1-0 ではブレース有効長さ l_b に対して 0.081% であり、漸増変形が限界に達するまでに必要な楔貫入量は非常に小さいためである。一方、ブレースの Fuse が弾塑性となる加振 III においては楔が大きく貫入している。 $Q_b^{Yi}-\delta^{Yi}$ 関係より計算した最大の楔貫入量 δ_w を δ_b に変換した値は、Z1-0, Z1-50, AZ1-0, AZ1-50 でそれぞれ l_b の 1.24, 1.33, 0.958, 0.849% となった。これらは、本実験に用いた楔形状から求まる限界の δ_b^{limit} (l_b に対して 3.77%) をいずれも下回っている。

2.4.9 残留変形と計算値の比較

加振終了後の残留変形と計算値の比較を行う。表 2.7 には、Z1-0, AZ1-0 の加振 II、III 終了後の残留変形の実験値および計算値と式 (2.9), (2.13) の計算値を示す。

表 2.7 より、実験値は解析値および計算値と比較してやや小さくなる傾向にある。これは、NC ブレースが軸力零から引張抵抗を開始する際に微小なスリップが発生したことに起因して、加振終了後のブレース負担水平力が小さめとなったためである。AZ1-0 の加振 III では Fuse のひずみ硬化でブレース耐力が上昇したため、加振 III の実験値は加振 II よりも高くなる。また、解析では Fuse 引張試験の降伏耐力よりも高めの値を設定しているため (図 2.21)、解析値が計算値を上回っている。

非対称 Z 型 NC ブレース架構の場合、作用する M_r は M_{ry} で頭打ちとなるため、ブレース弾塑性振動後における残留変形の予測は容易であるが、Z 型 NC ブレース架構の残留変形は、その復元力特性形状からも明らかのように、作用する荷重の正負の偏りに大きく影響を受けるものと考えられる。しかしながら、本振動台実験のように作用する荷重の大きさに正負の偏りが少ない場合の残留変形は、概ね式 (2.9) の値に収束することが分かる。ブレース降伏耐力の調節により、設計時に漸増変形に基づく残留変形および弾性ひずみエネルギー蓄積量を容易に設定可能である。

図 2.7 残留変形と計算値の比較

試験体	Z1-0			AZ1-0		
	δ_{xr} (mm)			θ_r (rad)		
加振	Exp.	Ana.	Cal.	Exp.	Ana.	Cal.
II	1.85	2.22	2.17	0.0016	0.0019	0.0022
III	-	-	-	0.0020	0.0023	0.0022

2.5 実大1層架構の数値解析の概要

2.5.1 解析モデル

本章では、Z型、非対称Z型、X型NCブレース架構の基本的な地震応答性状を比較するために、図2.32の実大1層1スパン立体架構で、数種のブレース剛性比ならびに地震動を変数とした数値解析を行う。解析モデルの主架構は、柱に□-300x300x12(BCR295)を、梁にH-350x175x7x11(SN490B)を用いており、主架構のみの固有周期 T_f は0.352s、 K_f は15.9kN/mm、 K_θ は308,000kN・m/radとなっている。ブレース復元力特性は、引張方向を完全弾塑性型、圧縮方向の降伏軸力を0.1kNに設定してNCブレースの特徴を再現する。また、柱梁接合部には部材フェイス位置まで剛域を設けており、ブレースは架構にピン接合するものとする。

解析モデルの設計条件は以下のとおりである。

- (1) 第1層上部の重量 W は490kNとする。
- (2) ブレースの材長 l_b は、文献の試験体詳細を参考に節点間距離の0.80倍と仮定する。
- (3) 楔デバイスは、 l_b の5%に対応する限界移動量 δ_b^{limit} の楔形状を想定する。
- (4) 柱、梁、ブレースのヤング係数 E は205,000N/mm²とする。また、柱(BCR295)、梁(SN490B)の降伏応力度 σ_y は295,325N/mm²とする。

2.5.2 解析変数

以下の解析変数の組み合わせにより、計288ケースの解析を行う。

- (1) NCブレース配置とブレース初期張力：Z, AZ, X, XT

NCブレースは、図2.32(a)~(c)に示すように x, y 方向にZ型、非対称Z型、X型配置し、それぞれをZ, AZ, Xと表記する。また、比較対象としてX型の各ブレースに降伏軸力 T_{by} の50%の初期張力($Q_{by}/4$ の水平力)を導入し、振動による弾性ひずみエネルギー蓄積がなく鋼材ダンパー架構として機能するXTについても解

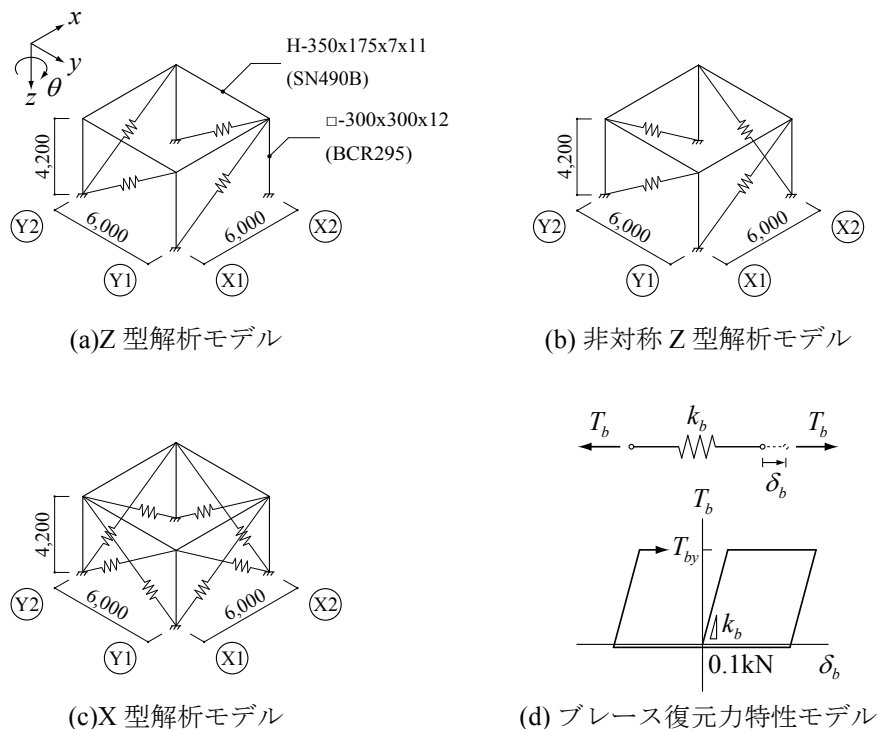


図 2.32 実大1層1スパン解析モデル

析を行う。X, XTのブレース断面積は, Z, AZに配置するブレース断面積の半分に設定し, ブレース系の降伏水平力 Q_{by} , 剛性 K_b を一致させる。

(2) ブレース剛性比: $K_b/K_f=1, 2, 3, 4, 5, 6$

ブレースは K_b/K_f が1~6となる断面を設定する。各 K_b/K_f の解析モデル諸元を表2.8に, 式(2.9), (2.14)による残留層間変形と θ_y , および2.2.3項の式による最大弾性ひずみエネルギーの計算結果一覧を表2.9に示す。なお, 最大弾性ひずみエネルギー蓄積量は, 次式で表す主架構とブレースの和とする。

$$W_{e,\max} = W_{fe,\max} + W_{be,\max} \quad (2.36)$$

表 2.8 解析モデルの諸元

K_b/K_f	σ_{by} (N/mm ²)	T_0 (s)	K_b (kN/mm)	d_b^Z (mm)	d_b^X (mm)	T_{by}^Z (kN)	T_{by}^X (kN)	Q_{by} (kN)
1	235	0.250	15.9	20.8	14.7	79.6	39.8	65.2
	325					110	55.0	90.2
2	235	0.205	31.8	29.4	20.8	159	79.6	130
	325					220	110	180
3	235	0.178	47.7	36.0	25.4	239	119	196
	325					330	165	271
4	235	0.159	63.6	41.5	29.4	318	159	261
	325					440	220	361
5	235	0.146	79.5	46.4	32.8	398	199	326
	325					550	275	451
6	235	0.136	95.4	50.9	36.0	478	239	391
	325					661	330	541

σ_{by} : ブレースの降伏応力度, d_b : NCブレース径

表 2.9 残留変形と最大弾性ひずみエネルギー蓄積量

K_b/K_f	σ_{by} (N/mm ²)	δ_c^* (mm)	θ_y (rad)	δ^{Yi}, δ^{Xi} (mm)	$W_{e,\max}^Z$ (kN·m)	$W_{e,\max}^{AZ}$ (kN·m)	$W_{e,\max}^X$ (kN·m)	$W_{e,\max}^{XT}$ (kN·m)
1	235	4.10	0.0013	3.81	0.535	0.516	0.267	0
	325	5.67	0.0018	5.27	1.02	0.987	0.511	0
2	235	8.20	0.0025	7.62	1.60	1.53	0.535	0
	325	11.3	0.0035	10.5	3.07	2.92	1.02	0
3	235	12.3	0.0038	11.4	3.21	3.04	0.802	0
	325	17.0	0.0053	15.8	6.14	5.81	1.53	0
4	235	16.4	0.0051	15.2	5.35	5.05	1.07	0
	325	22.7	0.0070	21.1	10.2	9.65	2.05	0
5	235	20.5	0.0064	19.1	8.02	7.55	1.34	0
	325	28.3	0.0088	26.4	15.3	14.4	2.56	0
6	235	24.6	0.0076	22.9	11.2	10.6	1.60	0
	325	34.0	0.0105	31.6	21.5	20.2	3.07	0

(3) ブレース降伏応力度： $\sigma_{by} = 235\text{N/mm}^2, 325\text{N/mm}^2$

ブレースの降伏応力度 σ_{by} は SNR400B, SNR490B を想定して $235\text{N/mm}^2, 325\text{N/mm}^2$ とする。後述の 0.25m/s 入力では、小さな K_b/K_f の範囲ではブレースが損傷するケースが見られた。ただし、これらの損傷は全体的に軽微であったため（ブレース断面が最も小さい $K_b/K_f=1, \sigma_{by}=325\text{N/mm}^2$ の場合、ブレース累積塑性変形倍率の平均値は Z, AZ, X, XT でそれぞれ 0.789, 0.367, 0.806, 0.850）， 0.25m/s 入力ではブレース弾性時挙動に着目することを目的にブレース引張方向を弾性として解析を行う。

(4) 入力地震動：El Centro, Taft, Hachinohe, JMA Kobe

入力地震動は、El Centro（1940年、Imperial Valley地震）、Taft（1952年、Kern Country地震）、Hachinohe（1968年、十勝沖地震）、JMA Kobe（1995年、兵庫県南部地震）の4ケースであり、 x 方向にNS成分を、 y 方向にEW成分を同時入力する。図2.33に各入力地震動の速度応答スペクトル S_v を、表2.9に各地震動の諸元をそれぞれ示す。

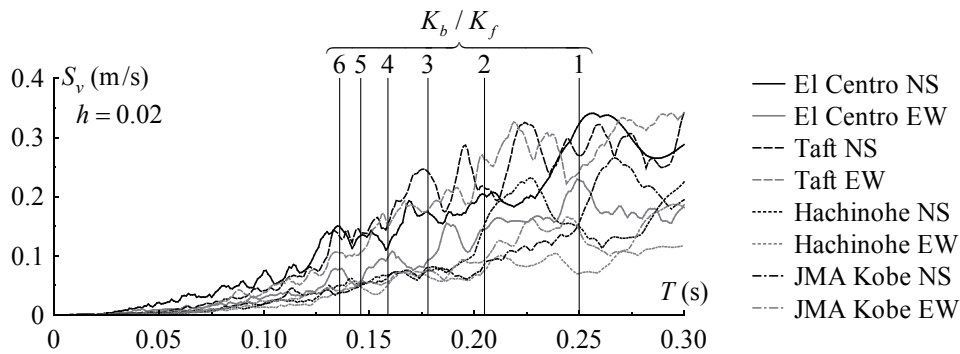


図 2.33 速度応答スペクトル（最大地動速度 0.25m/s ）

表 2.10 入力地震動の諸元

地震動名称	成分	最大地動加速度 (m/s^2)		地震継続時間 (s)
		0.25m/s	0.50m/s	
El Centro	NS	255	510	53.74
	EW	142	285	
Taft	NS	243	486	54.36
	EW	248	497	
Hachinohe	NS	167	334	50.98
	EW	119	238	
JMA Kobe	NS	223	445	30
	EW	204	407	

(5) 最大地動速度：0.25, 0.50m/s

弾性および弾塑性地震応答性状を明らかにするため、2段階の入力地震動レベルを設定する。弾性地震応答性状を検討するための入力レベルとしては、最大地動速度 0.25m/s 、弾塑性地震応答性状を検討するための入力レベルは、 0.50m/s とする。

2.5.3 解析条件

数値解析条件は以下のとおりである。

- (1) 数値解析には, SNAP (Structural Non-linear Analysis Program) を用いる.
- (2) 数値積分法は Newmark - β 法 ($\beta=0.25$) とする.
- (3) 数値積分の時間刻みは 0.002s とする.
- (4) 減衰は初期剛性比例型とし, 1 次減衰定数 h_1 は一律 0.02 とする.
- (5) 解析時間は, El Centro, Taft, Hachinohe で 60s, JMA Kobe で 40s とする.

2.6 実大 1 層架構の数値解析結果とその考察

2.6.1 弾性地震応答性状

○弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果

弾性地震応答性状を, $K_b/K_f=3$, El Centro, 0.25m/s 入力で代表して説明する. 図 2.34 には, El Centro 入力において, 地震入力エネルギー E_i がほぼ最大値に達した 30s までのエネルギー応答時刻歴を累加形式で示す. 図中, E_k は運動エネルギー, E_d は減衰エネルギー, E_s はひずみエネルギーであり, これらの総和は E_i に等しい.

$$E_k = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}\} dt \quad (2.37)$$

$$E_d = \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{\dot{u}\} dt \quad (2.38)$$

$$E_s = \int_0^t \{\dot{u}\}^T \{Q(u)\} dt \quad (2.39)$$

$$E_i = -\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}_g\} dt \quad (2.40)$$

ここに, $\{u\}$: 変位ベクトル, $\{u_g\}$: 地動変位ベクトル, $[M]$: 質量マトリックス, $[C]$: 減衰マトリックス, $\{Q(u)\}$: 復元力ベクトルである. 「 \cdot 」は, 時間 t に関する微分を表す.

図 2.34(d) の XT の場合, E_i の全てが E_d により消費されているが, (a)~(c) の Z, AZ, X の場合には E_s が生じるとともに, E_d, E_k は XT と比べて減少している. また, E_s が発生することで Z, AZ, X の E_i は XT の E_i よりもやや大きくなる. なお, Z, AZ, X の E_s はそれぞれ 2.33 項の式により計算した W_e に一致しており, 従って, これらは蓄積された弾性ひずみエネルギーであることが分かる.

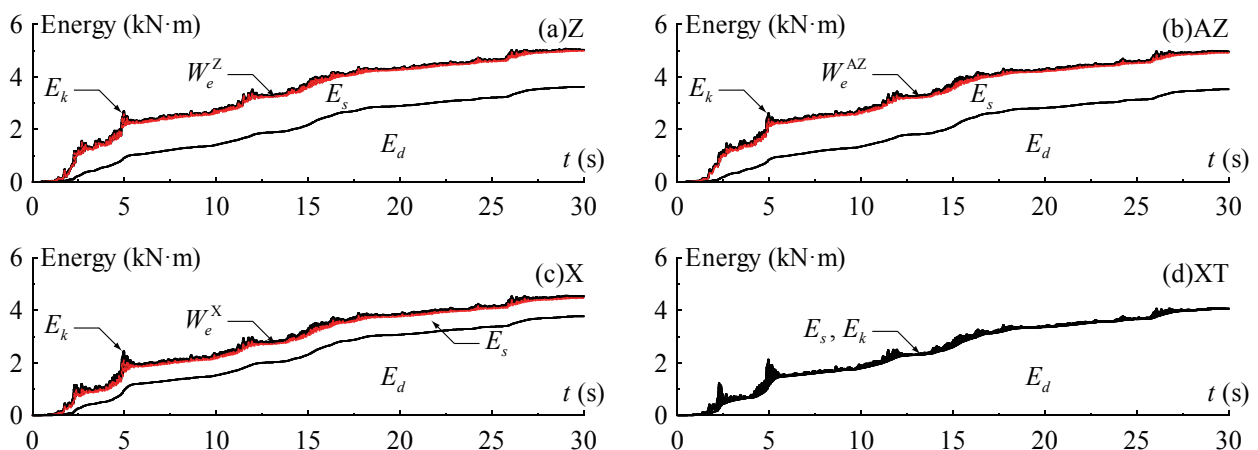


図 2.34 エネルギー応答時刻歴 (0.25m/s)

実際、 E_s が大きく増加して各ブレース架構のエネルギー応答性状に顕著な差が表れているのは、 x 方向において最大応答が発生した5s程度までであり、その後の各エネルギーの増減は各ブレース配置架構で大差がないことが分かる。そこで、図2.35には0~6sまでの x 方向重心の絶対加速度 α_x 、相対速度 V_x 、Y1構面の層間変形角 R^{Y1} の時刻歴をそれぞれ示す。

図2.35(a)の6sまでの α_x の時刻歴を見ると、XTと比較して、いずれも弾性ひずみエネルギー蓄積により最大応答が低減されている。XTに対する最大絶対加速度応答低減の割合は、Xの場合9.9%、Zの場合26.3%、AZの場合29.1%であり、ZとAZの最大応答はほぼ等しいことが分かる。つまり、ある一定の入力下においては、図2.34に示したように弾性ひずみエネルギー蓄積量が多いほど応答低減効果が顕著になりやすい。また、(b)の V_x の時刻歴についても同様のことが言える。

一方、同時刻における(c)の R^{Y1} の時刻歴を見ると、Zは漸増変形、AZは漸増振り変形で、それぞれ R^{Y1} が一方向に漸増して最大層間変形は大きくなるが、最大振幅（隣り合う変形の極値同士の差のうち最大のもので図中に具体的な値を示す）はZで1/545rad、AZで1/575radであり、偏りのないX、XTの1/458rad、1/420radと比べてむしろ小さく、漸増変形は振動を増幅させるものではない。また、ZとAZの外周構面層間変形は2.2.2項で考察したようにほぼ等しいが、柱の振り剛性 k_c^{θ} の寄与でAZの方が小さくなる。

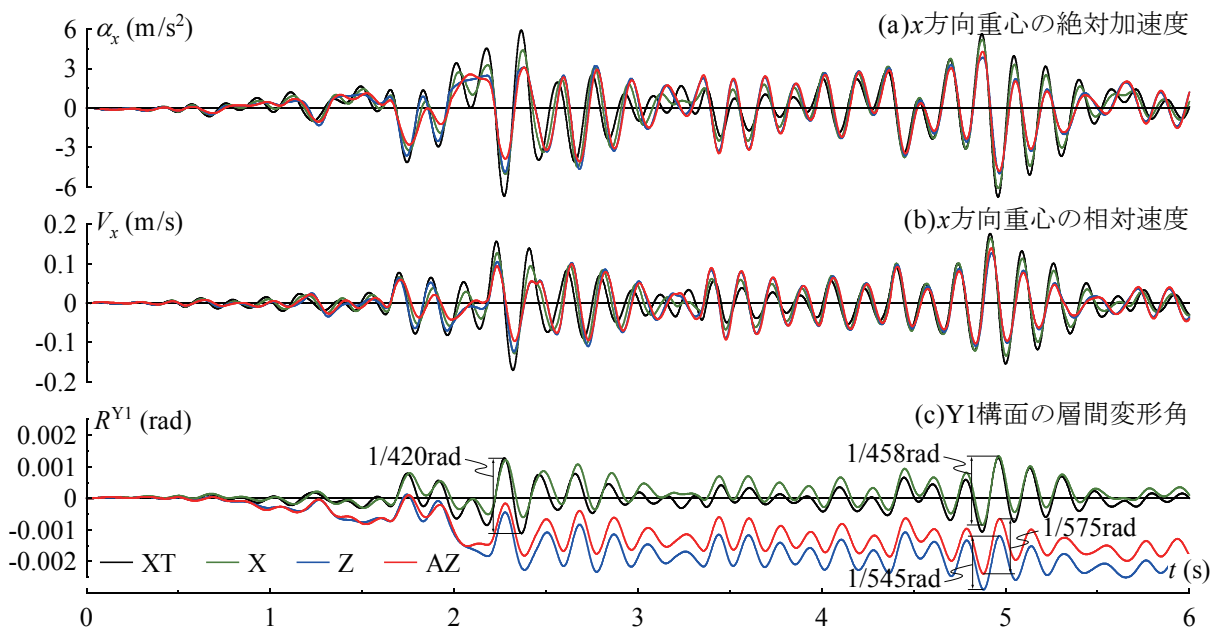


図 2.35 弾性地震応答時刻歴 (0.25m/s)

○弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減機構

図2.36には、 $K_b/K_r=3$, El Centro, 0.25m/s 入力におけるZ, AZ, Xの x 方向復元力特性を示す。(a)のZにおいては、弾性ひずみエネルギー蓄積量とその履歴面積に等しくなることは明瞭であるが、(b), (c)のAZ, Xの場合には複雑な履歴形状となる。

非対称Z型およびX型の応答低減機構を解明するために、図2.36には履歴面積の増分が最大となった半サイクルの履歴を示す。図2.37より、両者ともにbi-linear的な履歴形状となっているが、これはAZの場合には図10(b)のような M_T が保持される両構面ブレースが抵抗する機構から、(d)のように M_T が増加してエネルギー蓄積する際に、片側構面のブレースが抵抗する機構に移行してブレース系の剛性が低下するためである(Xの場合には全ブレースが抵抗する機構から、半分のブレースが抵抗する機構に移行してブレース系

の剛性が低下するためである). ただし, AZ の場合には, 片側構面ブレース抵抗時に発生する偏心の影響で, X の場合よりも剛性が低めとなる. また, 図中に示した計算により, 半サイクルの履歴面積は x 方向の蓄積エネルギー (AZ の場合, Y_i 構面ブレース負担水平力の振りモーメントがした仕事とブレース弾性ひずみエネルギーの和) で近似できることが分かる.

すなわち, 漸増振り変形の弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果は, M_T 増加時に片側構面ブレースの剛性が失われることによって生じる bi-linear 型復元力特性の履歴減衰効果として説明することができる.

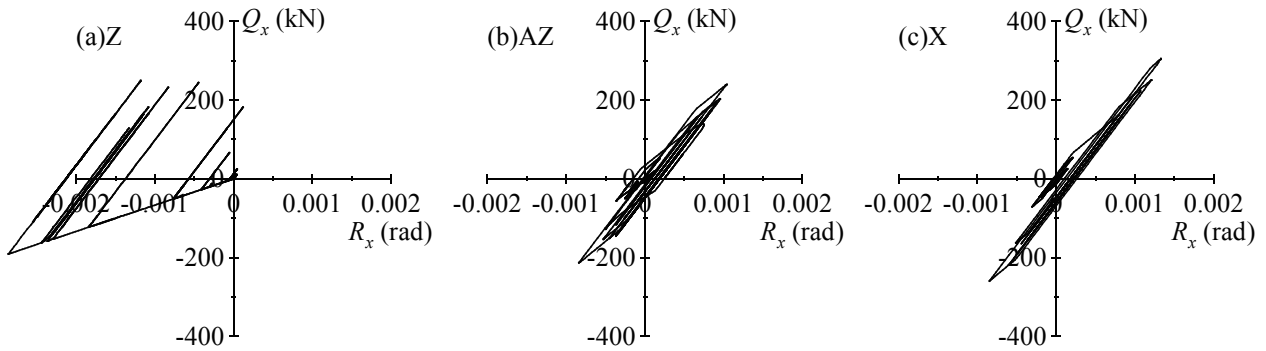
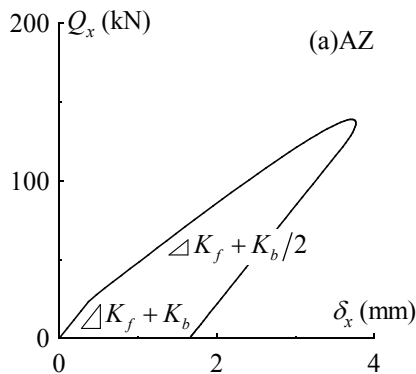


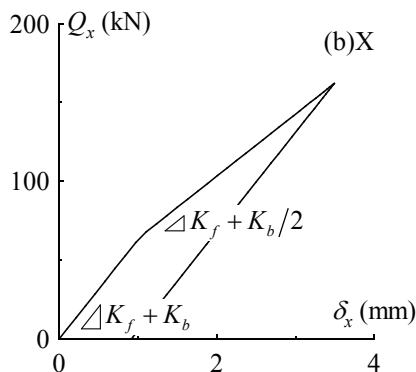
図 2.36 復元力特性 (0.25m/s)



$$\Delta E_{sx}^{AZ} = \int_{t_a}^{t_b} Q_x \dot{\delta}_x dt = 0.159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta W_{ex}^{AZ} = \sum_i \left[\int_{t_a}^{t_b} Q_b^{Y_i} y_i \dot{\theta} dt + \frac{1}{K_b} (Q_b^{Y_i})^2 \Big|_{t_a}^{t_b} \right] = 0.152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta E_{sx}^X = \int_{t_a}^{t_b} Q_x \dot{\delta}_x dt = 0.104 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$\Delta W_{ex}^X = \sum_i \frac{1}{K_b} (Q_b^{Y_i})^2 \Big|_{t_a}^{t_b} = 0.098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ΔE_{sx} : 半サイクルにおける x 方向の履歴面積
 ΔW_{ex} : 半サイクルにおける x 方向の弾性ひずみエネルギー蓄積量
 t_a : 半サイクルの開始時刻
 t_b : 半サイクルの終了時刻

図 2.37 非対称 Z 型ならびに X 型の半サイクル履歴

2.6.2 弾塑性地震応答性状

弾塑性地震応答性状として、 $K_b/K_f=3, \sigma_{by}=235\text{N/mm}^2$, El Centro, 0.50m/s 入力 of 30s までのエネルギー応答時刻歴を図 2.38 に代表して示す。図 2.38 より、弾塑性時における各ブレース配置架構の E_i はほぼ同等となる。また、XT における E_s はブレースの塑性ひずみエネルギーであるが、Z, AZ, X の E_s にはブレースの塑性ひずみエネルギーに加え蓄積した弾性ひずみエネルギーが含まれており、XT よりもブレースの損傷が小さい。ただし、架構全体のエネルギー消費性能は、いずれのブレース架構においても同等である。

図 2.39 には 0~6s までの α_x, V_x, R^{Y1} の時刻歴をそれぞれ示す。弾塑性時についても、Z, AZ の R^{Y1} における傾向は図 2.35 の弾性時と同様であるが、ブレース降伏以降は α_x, V_x, R^{Y1} の最大振幅は各ブレース配置架構でほぼ等しくなる。これは、図 2.40 に示す x 方向の復元力特性からも明らかのように、AZ, X, XT は原点を中心とした、また Z は δ_c^* を中心としたいずれも bi-linear 型の復元力特性を示すためである。これにより、ブレース降伏後における各 NC ブレース架構の最大層せん断力（または最大絶対加速度）、履歴中心（AZ, X, XT は初期重心位置、Z は δ_c^* ）からの最大変形がほぼ等しくなる。

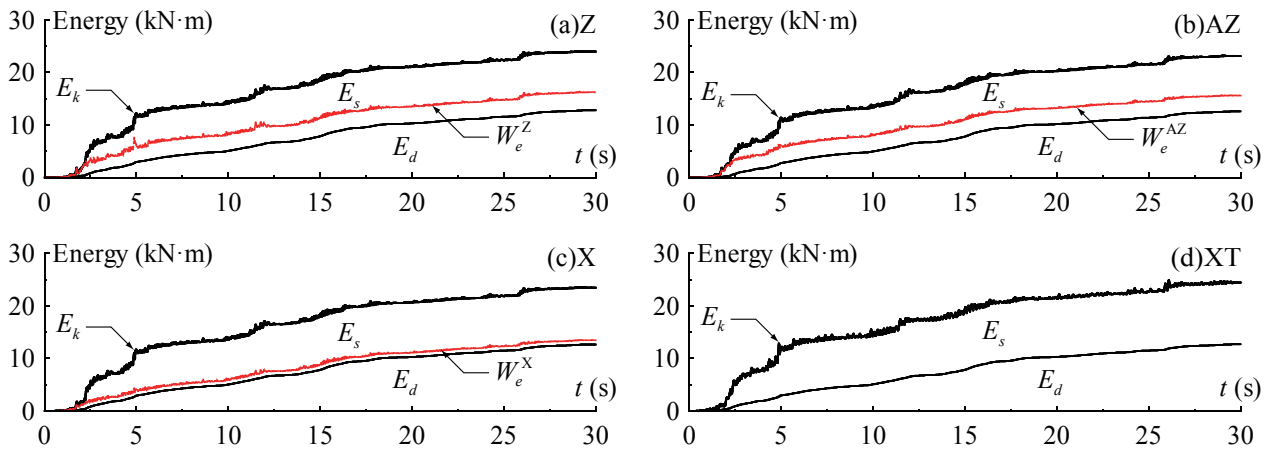


図 2.38 エネルギー応答時刻歴 (0.50m/s)

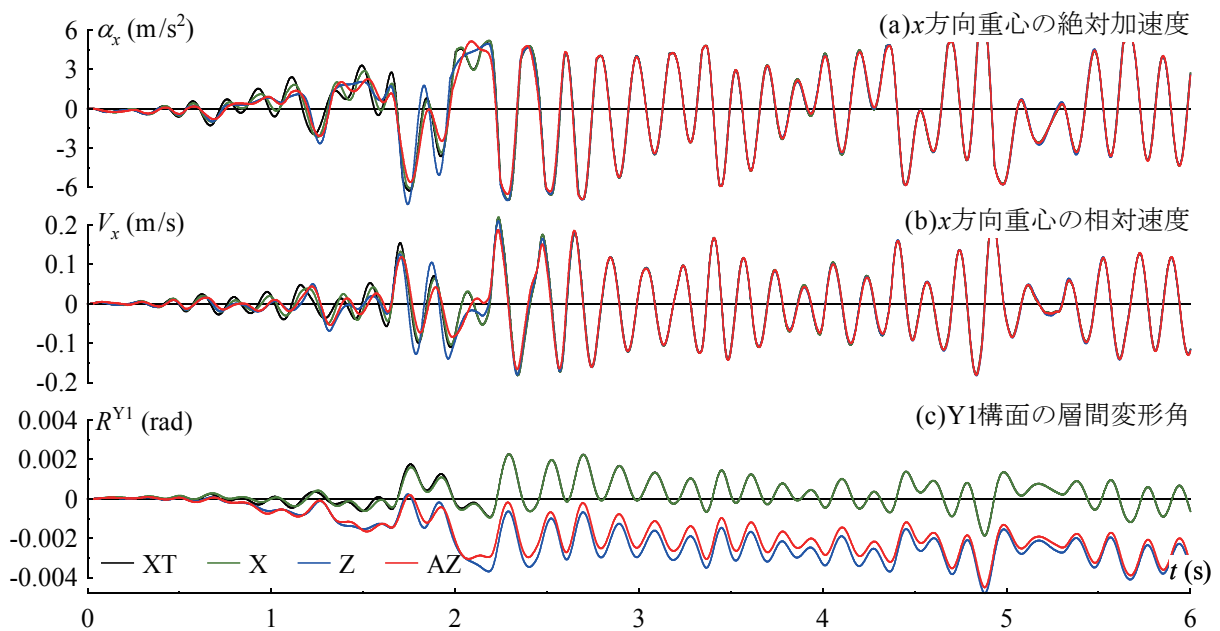


図 2.39 弾塑性地震応答時刻歴 (0.50m/s)

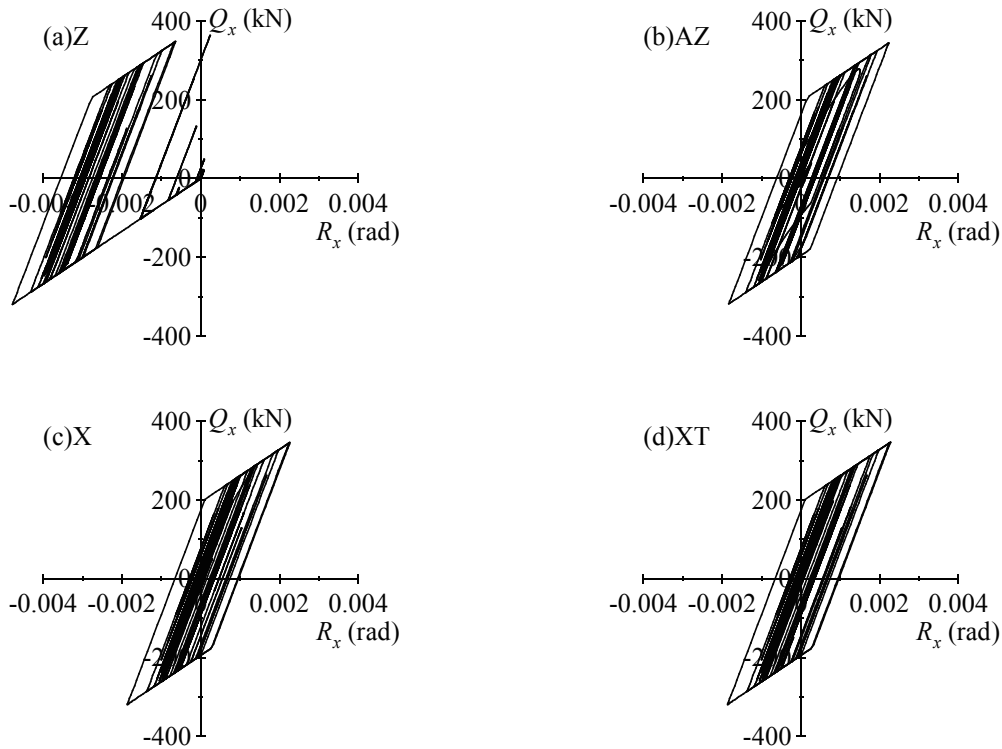


図 2.40 復元力特性 (0.50m/s)

次項では、上記の弾性、弾塑性地震応答性状を踏まえ、0.25、0.50m/s 入力 of 最大地震応答について考察する。

2.6.3 最大地震応答

最大地震応答として、El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS, JMA Kobe NS の最大絶対加速度 α_{\max} および最大相対速度 V_{\max} を図 2.41, 2.42 に、Yi, Xi 構面の最大層間変形角 R_{\max}^{Yi} , R_{\max}^{Xi} および残留層間変形角 R_r^{Yi} , R_r^{Xi} を図 2.43, 2.44 にそれぞれ示す。0.50m/s 入力の場合、ブレースの σ_{by} を変化させても最大応答と K_b/K_f との間の傾向に大きな変化はなかったため、 R_r^{Yi} , R_r^{Xi} を除いて $\sigma_{by} = 235\text{N/mm}^2$ の場合を示す。なお、0.50m/s 入力でブレースが弾性範囲に留まったケースのプロットは除いている。

図 2.41(a) に示す 0.25m/s 入力の α_{\max} より、Z, AZ, X は弾性ひずみエネルギー蓄積に起因して XT と比べて最大応答が低減されており、2.6.1 項で述べたように $Z \approx AZ < X < XT$ の大小関係となる。また、図 2.42(a) に示す 0.25m/s 入力の V_{\max} も、 α_{\max} ほど最大応答低減は顕著とはなっていないが、概ね同様な大小関係となる。

一方、2.6.2 項で述べたように 0.50m/s 入力の復元力特性は各ブレース架構ともに bi-linear 型となることから、図 2.41(b), 2.42(b) のように α_{\max} , V_{\max} はブレース配置によらずほぼ同等となる。

図 2.43 には、小さいプロットで AZ の重心最大層間変形角も示してある。図 2.43 より、0.25, 0.50m/s 入力に共通して、いずれの地震動においても Z と AZ の外周構面が、また AZ の重心と X, XT とがそれぞれ同等の値を示す。 K_b/K_f を高めてブレース耐力および剛性を上昇させることは、X, XT を見ると分かるように層間変形角の最大振幅を小さくする。このため、図 2.44(a), (b) に示すように Z, AZ の R_r^{Yi} , R_r^{Xi} は、0.25m/s では K_b/K_f によらずほぼ一定、0.50m/s では K_b/K_f に比例して大きくなるが、Z, AZ の R_{\max}^{Yi} , R_{\max}^{Xi} が極端に大きくなることはない。特に、0.25m/s 入力では、Taft 入力における Z, $K_b/K_f = 2$ の 1 ケースを除いて最大層間変形角は $1/200\text{rad}$ 以内に収まっている。

図 2.44(b), (c) には、式 (2.9) により計算した表 2.8 の δ_c^* を階高 4,200mm で除して層間変形角に変換したものを破線で併せて示している。Z, AZ ではブレース降伏応力度 σ_{by} を 235N/mm^2 とした (b) よりも、 σ_{by} を

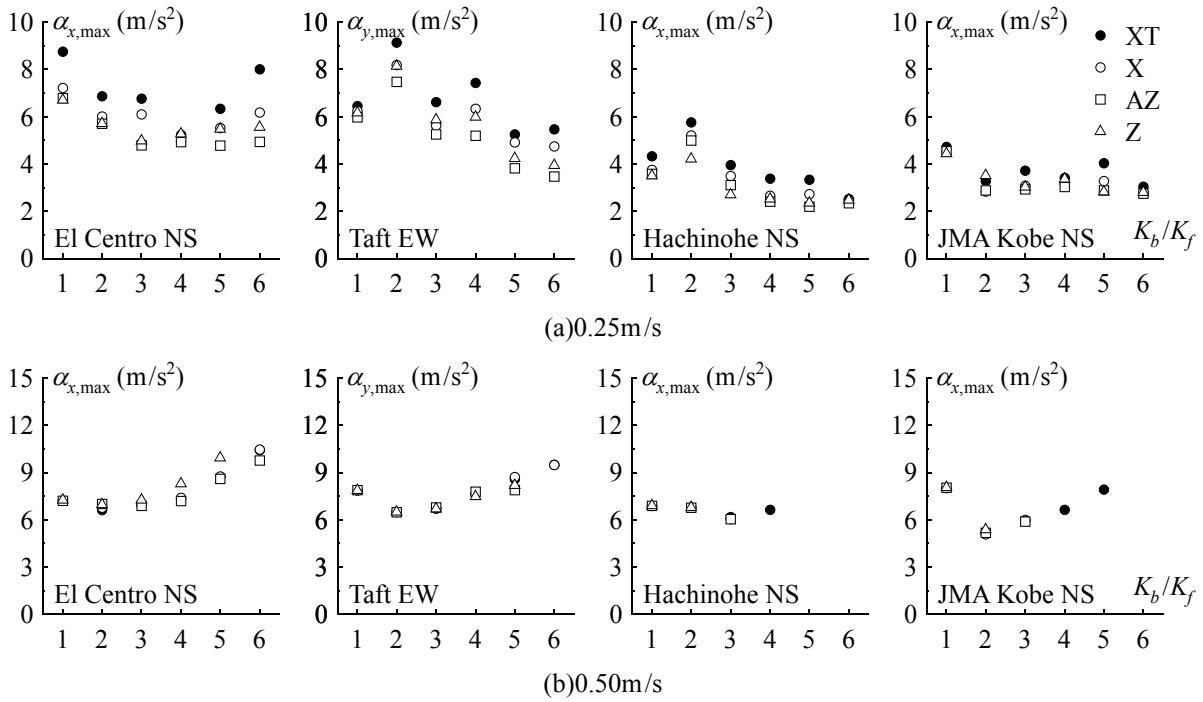


図 2.41 最大絶対加速度

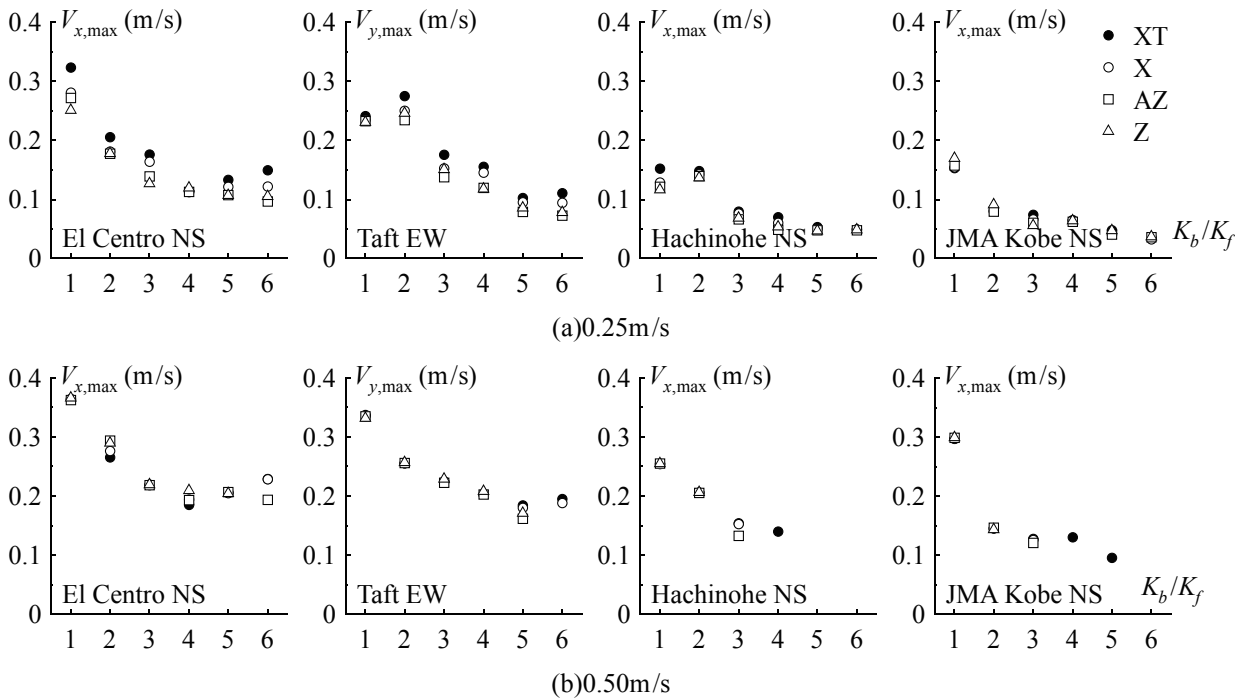


図 2.42 最大相対速度

325N/mm²とした(c)の方が残留層間変形角が大きい。2.4.9項では、作用する荷重が正負でほぼ等しくなる場合のZ型NCブレース架構の残留層間変形が式(2.9)の値にほぼ収束することを明らかにしたが、地震動入力後においてもZの残留層間変形はいずれの K_b/K_f , σ_{by} においてもほぼ同式の値に収束することが分かる。また、AZでは高めの K_b/K_f で両方向のブレースが降伏しておらず M_{Ty} に到達していないものを除き、式(2.9)と良好に対応している。

図 2.45 には、0.25m/s 入力の XT の最大絶対加速度 α_{max} に対する Z, AZ, X の最大絶対加速度の低減および

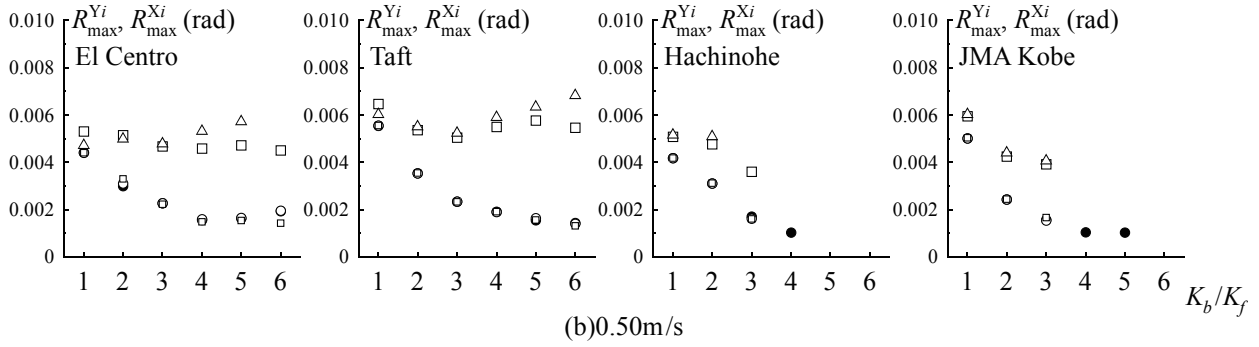
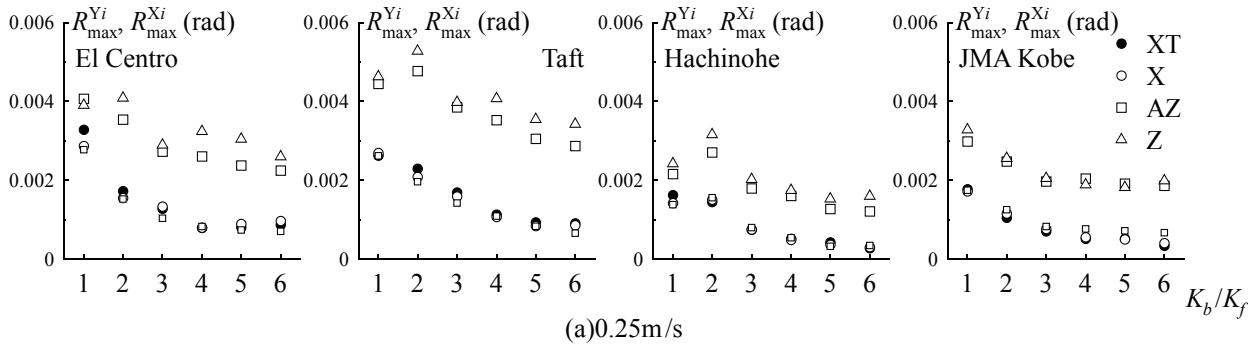


図 2.43 Y_i, X_i 構面の最大層間変形角

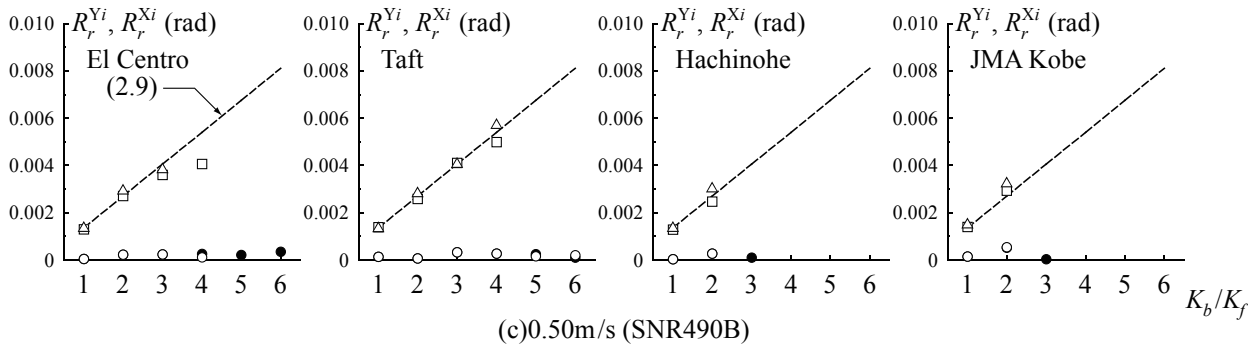
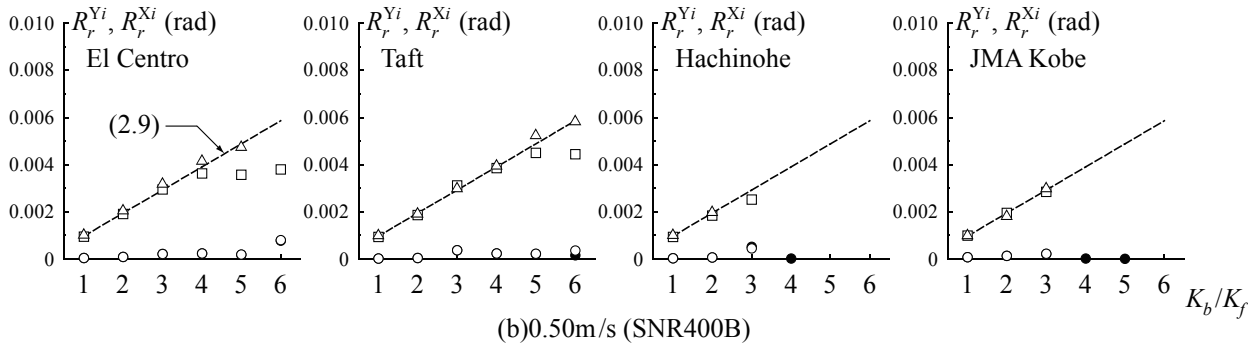
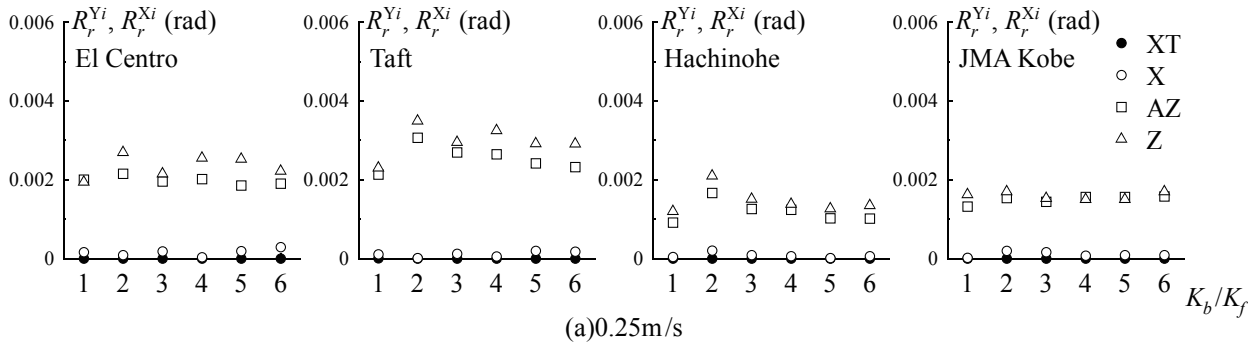


図 2.44 Y_i, X_i 構面の残留層間変形角

増加率を示す．縦軸の定義からも分かるように，正の値が低減率，負の値が増加率となるが，実際XTと比べて α_{max} が増加したのはZの3ケースのみであった．

縦軸の値は，同じ K_b/K_f でも地震動によってかなりバラつくが，各 K_b/K_f の縦軸の平均値は K_b/K_f が高くなるに従い上昇する傾向にある．本解析の最大低減率は，Z, AZが40%程度，Xでも22.8%であり，また K_b/K_f 毎に平均値を計算した結果，Zで10.2~21.6%，AZで10.4~26.2%，Xで7.49~14.8%の低減率が得られた．

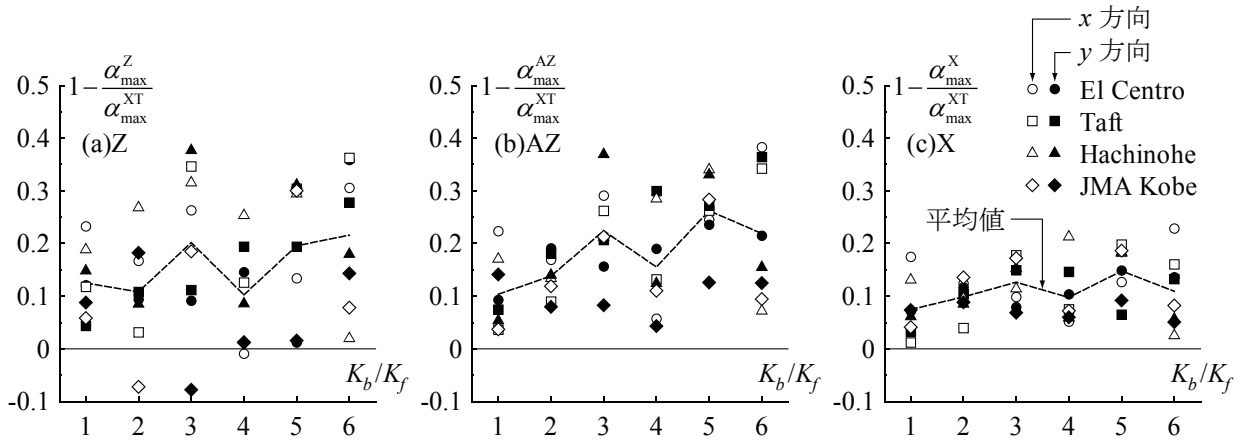


図 2.45 最大絶対加速度低減・増加率 (0.25m/s)

2.6.4 ひずみエネルギー量

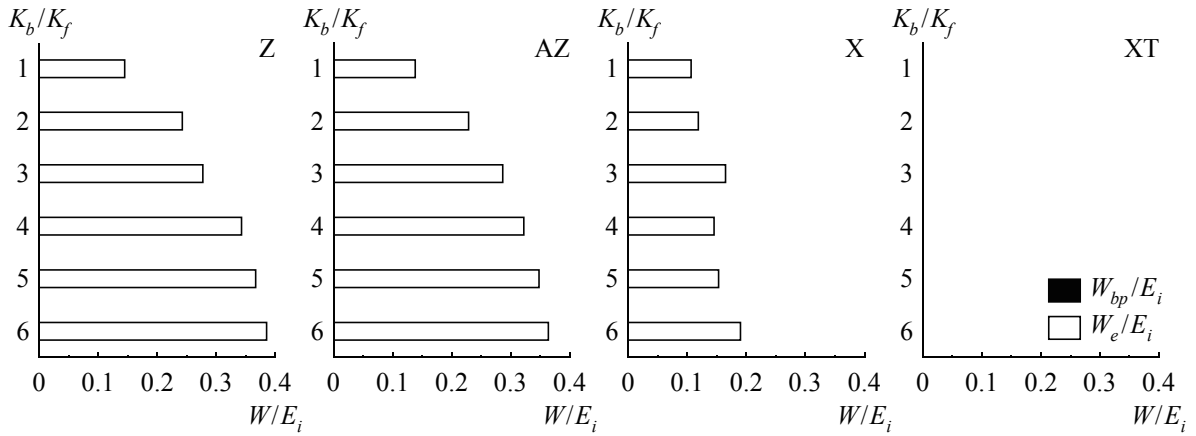
図 2.46 には，各ブレース架構のひずみエネルギー量を El Centro 入力の場合で代表して示す．本章の解析モデルは，各 K_b/K_f で T_0 が異なり，図 2.33 に示したように K_b/K_f が高いほど入力小さくなる傾向にあったため， W_e またはブレースの累積塑性ひずみエネルギー W_{bp} を E_i で除して無次元化した値で比較する．また，(b)における数値は，各々の $W_{e,max}$ に対する W_e の割合である．

図 2.46(a) の 0.25m/s 入力より，ブレース降伏までエネルギー消費できないXTと比べて，Z, AZ, Xは無損傷のまま W_e が増加しており， E_i に対する割合はZ, AZがほぼ同等でXはこれらの半分程度となる． W_e の増加は， K_b/K_f が高いケースほど，ブレースの水平力負担が大きくなり，大きな水平力が残留しやすいため顕著になる．

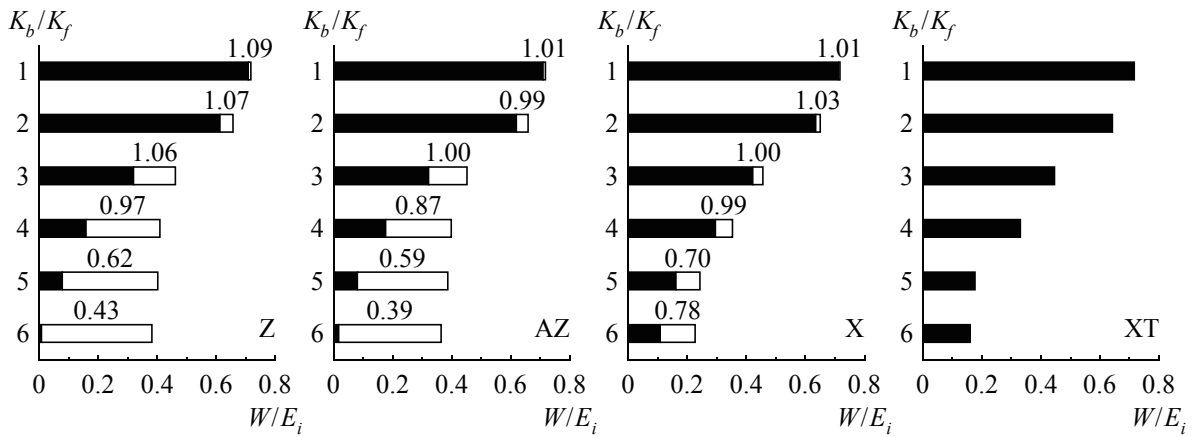
(b)に示す 0.50m/s 入力では，低い K_b/K_f のケースでは， Q_{by} が小さくブレース累積塑性変形が大きくなったことに加え，蓄積できる最大の弾性ひずみエネルギー $W_{e,max}$ が小さいため， E_i に占める W_{bp} の割合が大きい傾向にある．一方，高い K_b/K_f のケースでは， Q_{by} が高くブレース累積塑性変形が小さいことに加え， $W_{e,max}$ が大きくなるため，低い K_b/K_f のケースと比べて W_{bp} , W_e の割合の関係が逆転する．また，低い K_b/K_f のケースにおいては，x, y 両方向ブレースの降伏により W_e はほぼ $W_{e,max}$ に等しくなる．各ブレース配置におけるエネルギーの割合を比較すると，ブレースが十分に塑性化しているケースにおいては，Z, AZ, Xはいずれも bi-linear 型復元力特性を示してエネルギー消費するとともに，弾性ひずみエネルギーを蓄積できるので， W_{bp} と W_e の和は鋼材ダンパー架構(XT)における W_{bp} の割合と同等となる．

2.6.5 楔の貫入量

本解析では， δ_b^{limit}/l_b が5%の楔形状を想定している．数値解析結果より 0.50m/s 入力に必要な δ_b/l_b は4.40%



(a)0.25m/s



(b)0.50m/s

図 2.46 ひずみエネルギー量

であり、いずれも NC ブレースの保有性能以内であることを確認している。

2.7 まとめ

本章では、まず1層Z型および非対称Z型NCブレース架構の漸増変形機構、基本的応答性状、弾塑性復元力特性を明らかにすることを目的として、ブレース降伏耐力、ブレース初期張力の有無、ブレース配置を実験変数として設定し、漸増変形性状を詳細に検討することを目的に加速度振幅を調整した正弦波を入力する1層1スパン架構の振動台実験を実施した。更に、数値解析によるZ型NCブレース架構、非対称Z型NCブレース架構の応答再現性を検証することを目的に、振動台実験結果を数値解析により追跡した。最後に、Z型、非対称Z型、X型NCブレース架構の地震応答性状を明らかにすることを目的に、ブレース剛性比、ブレース降伏応力度、入力地震動を変数とした実大1層架構の数値解析を実施し、各ブレース架構の耐震性能について比較、検討を行った。振動台実験および数値解析より得られた知見は、以下のようにまとめることができる。

○振動台実験結果より

- 1) Z型および非対称Z型NCブレース架構の絶対加速度応答は、弾性時、弾塑性時ともに両者ほぼ同等となる。
- 2) 振動時において、Z型NCブレース架構は層間変形が一方向漸増する漸増変形特性を、非対称Z型NCブレース架構はブレース負担水平力の重心回り振りモーメント M_T が単調増加することによって重心を回転中心として振り角が一方向漸増する漸増振り変形を生じる。
- 3) ブレース降伏耐力の大きな試験体ほど振動後に残留する残留層間変形、残留振り角は大きくなる。本実験のように作用する層せん断力が正負でほぼ等しい場合のZ型NCブレース架構の残留層間変形は式(2.9)の δ_c^* により、また非対称Z型NCブレース架構の残留振り角は式(2.13)の θ_y により評価できる。
- 4) ブレース弾塑性時にはブレース系が完全弾塑性型の復元力特性を示すことにより、Z型NCブレース架構、非対称Z型NCブレース架構はいずれもbi-linear型に近似できる復元力特性を示す。ブレース弾塑性時に主架構を弾性に留めておけば、NCブレースが効率良く地震入力エネルギーを消費する鋼材ダンパー架構として機能する。
- 5) 数値解析により、Z型NCブレース架構および非対称Z型NCブレース架構の実験挙動をいずれも良好な精度で追跡することができる。

○実大架構の数値解析結果より

- 6) Z型、非対称Z型、X型NCブレース架構は、主架構またはブレース系への弾性ひずみエネルギーの蓄積に基づいて地震応答低減効果を発揮し、鋼材ダンパー架構（ブレース降伏軸力の50%を初期張力として導入したX型）と比較して弾性時の絶対加速度応答、相対速度応答を低減することができる。この低減効果は、概ねX型<Z型 \approx 非対称Z型の大小関係にあり、ある一定の入力下においてはブレース剛性比 K_b/K_f が高く弾性ひずみエネルギー蓄積量が多いほど顕著になる。
- 7) 弾塑性時には、Z型は式(2.9)で計算される δ_c^* を履歴中心としたbi-linear型の履歴を、非対称Z型およびX型は原点を履歴中心としたbi-linear型の履歴を描き、そのひずみエネルギー消費性能は鋼材ダンパー架構と同等となる。このため、各NCブレース架構は鋼材ダンパー架構と同等の最大絶対加速度、最大相対速度、履歴中心からの最大変形の低減効果を発揮する。
- 8) 非対称Z型の重心、X型の最大層間変形は弾性時、弾塑性時それぞれで鋼材ダンパー架構とほぼ同等になる。また、1層1スパン架構の場合、Z型および非対称Z型の最大層間変形、漸増変形に基づく地震後残留層間変形は弾性時、弾塑性時それぞれで同等となる。更に、地震動入力によるブレース弾塑性振動後の残留変形は、非対称Z型で x, y 両方向のブレースが降伏しておらず M_T に到達していないものを

除き，Z型および非対称Z型ともに式(2.9)により良好に評価できる．

- 9) 非対称Z型，X型の地震応答低減効果は，いずれもブレース負担水平力の消失によって剛性低下を生じる bi-linear 型復元力特性の履歴減衰として評価することができる．

第3章

2層Z型NCブレース架構の振動台実験

および実大多層架構の数値解析

3.1 はじめに

前章では、1層架構を対象にZ型、非対称Z型の振動台実験およびその数値解析を行い、各架構はブレース弾性時において漸増変形を生じること、ブレース弾塑性時にはbi-linear型復元力特性を示すこと、数値解析結果は振動台実験結果と良好に対応することを明らかにした。更に、実大1層架構の数値解析では、弾性ひずみエネルギー蓄積に基づき絶対加速度、相対速度を低減できること、ブレース弾塑性時には鋼材ダンパー架構と同等のエネルギー消費性能を発揮することを明らかにした。すなわち、一方向漸増変形により仕上げ材の損傷等が生じなければ本ブレース架構は鋼材ダンパー架構と比較して優位性を有しており、本研究の目的である、漸増変形に基づく弾性ひずみエネルギー蓄積およびNCブレースのエネルギー消費を活用した耐震設計が実現可能であることが示された。

しかしながら、これらの知見は最も単純な1層1スパン架構での研究成果に基づいたものであり、本システムを一般の多層多スパン架構に拡張するためには、まず多層架構の振動台実験を行い、その基本的性能を明らかにするとともに、振動台実験において生じる多層架構の実挙動を数値解析により追跡できることを示す必要がある。そこで、本章では2層1スパン架構を製作して振動台実験を行い、更に、数値解析により実験結果の追跡を行う。振動台実験ではZ型、非対称Z型NCブレース架構各々の場合で、ブレース降伏耐力、層毎のブレース配置を実験変数として設定する。多層架構の場合、全層同一方向にZ型NCブレースを配置すると、各層に生じる漸増変形も同一方向となり大きな相対変位が生じるが、層毎のブレース配置の変化で、漸増変形により生じる相対変位を相殺し、構造物全体としての変位を抑制することが狙いである。入力波には第2章と同様の正弦波を採用し、これら2層試験体の漸増変形性状を詳細に検討するとともに、基本的応答性状、弾塑性復元力特性を明らかにする。

続いて、多層Z型、非対称Z型NCブレース架構の弾性、弾塑性地震応答性状を明らかにすることを目的に、一般的な中層建築物を想定した実大8層3スパン解析モデルの数値解析を行う。数値解析の変数は、Z型および非対称Z型配置、層毎のブレース配置、入力地震動である。X型ならびにブレース降伏軸力の50%の初期張力を導入したX型との比較を通して、多層架構の弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果、弾塑性時における地震入力エネルギー消費性能、各層のブレース配置の変化による応答性状の相違について明らかにする。

また、多層架構では、上述したように各層のブレース配置により漸増変形性状が異なるため、漸増変形に基づく残留変形を求める際はこの影響を考慮しなければならない。そこで、多層Z型および非対称Z型NCブレース架構の各層に生じる漸増変形に基づいた地震後残留変形を数値解析によらず簡易に評価する手法を

示し、8層3スパン解析モデルの数値解析結果により評価精度の検証を行う。

3.2 多層NCブレース架構の力学特性

多層架構の漸増変形機構、最大弾性ひずみエネルギー蓄積量は、基本的には第2章で示した1層架構の場合に基づくが、これらを多層架構に拡張するためにはいくつかの修正が必要である。そこで、本節では多層架構の漸増変形機構、漸増変形に基づく地震後残留変形の簡易評価手法、また最大弾性ひずみエネルギー蓄積量について述べる。

3.2.1 多層架構の漸増変形機構

多層多スパン架構においても、各層に生じる漸増変形機構の本質は1スパン架構の場合で述べるので、図3.1の n 層1スパンNCブレース架構モデルを用いてこの機構を説明する。 x, y, z 座標を図示の方向にとり、時計回りの振り角 θ を正とする。主架構の各層において、床は剛床であり、質量、剛性の偏在はないものとする。また、ブレース材料は完全弾塑性体とする。多層架構の漸増変形機構は、この n 層1スパンNCブレース架構の i 層について考えることで説明できる。ただし、この機構は2.2.2項で述べた1層架構の場合と同様であるので、以下に拡張のための修正点を要約する。 i 層の主架構、ブレース系の負担水平力を Q_{fi}, Q_{bi} 、剛性を K_{fi}, K_{bi} とする。 i 層のブレース系水平力分担率は次式となる。

$$\beta_i = \frac{Q_{bi}}{Q_i} = \frac{K_{bi}}{K_{fi} + K_{bi}} \quad (3.1)$$

ここに、 Q_i : i 層の層せん断力である。また、 $i \sim n$ 層までの水平力総和を次式で定義する。

$$\sum_{j=i}^n P_j \quad (3.2)$$

○多層Z型NCブレース架構の漸増変形機構

図3.2(a), (b)に示す多層Z型の漸増変形機構を、(c)に多層架構の i 層における復元力特性を示す。 n 層架構の i 層における漸増変形は、 $i \sim n$ 層までの水平力総和が i 層に繰り返し作用することで生じる。すなわち、図3.2(a), (b)に示すように、図2.7における水平力 P を $\sum_{j=i}^n P_j$ に、増分 ΔP を $\sum_{j=i}^n \Delta P_j$ に、それぞれ置き換えて考えればよい。

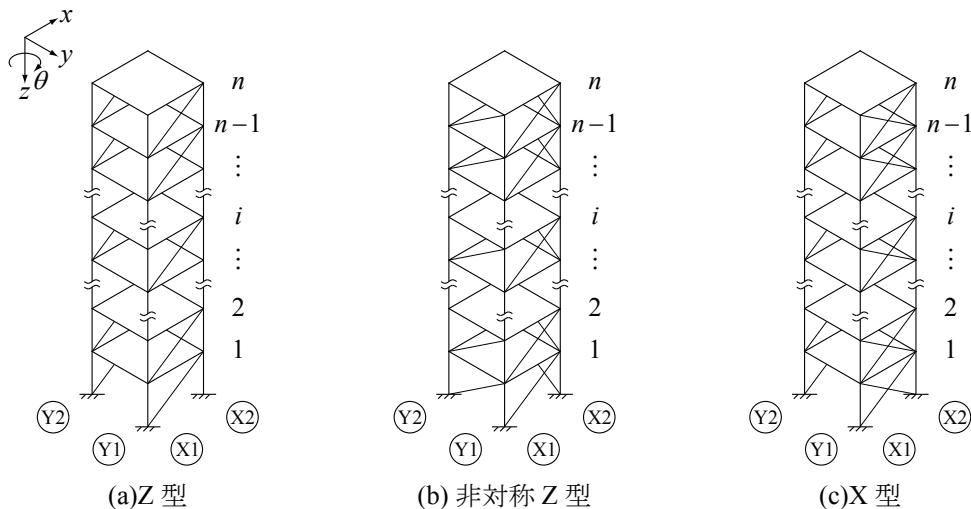
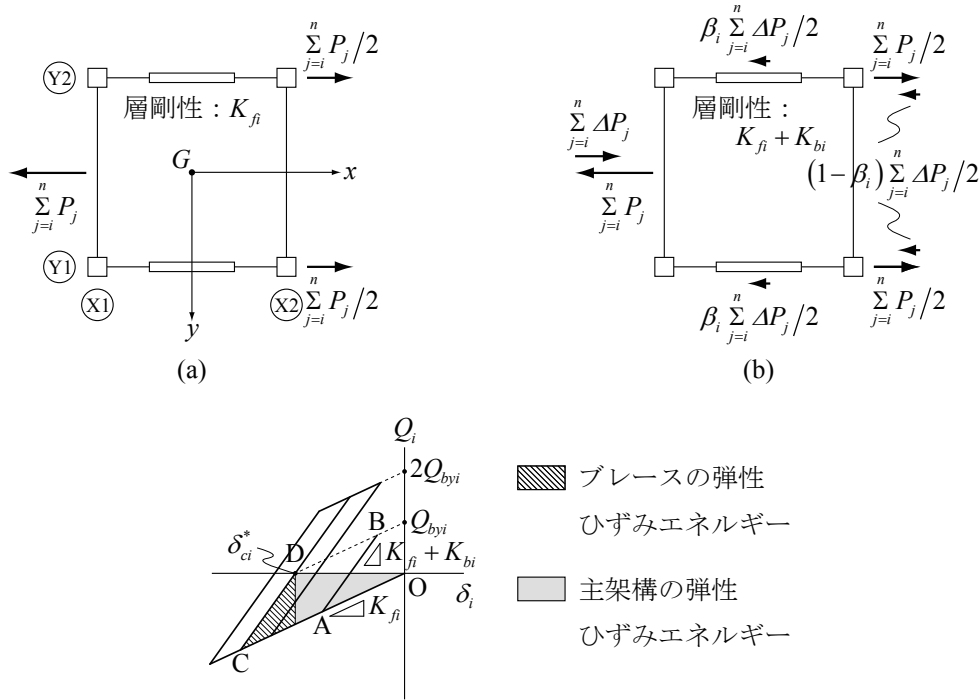


図3.1 n 層1スパンNCブレース架構モデル

また、 i 層ブレース弾塑性時には、図 3.2(c) の点 D を履歴中心とした bi-linear 型復元力特性を示し、地震後残留層間変形はほぼ点 D に収束する。この層間変形を δ_{ci}^* とし、その絶対値を次式で表す。

$$|\delta_{ci}^*| = \frac{Q_{byi}}{K_{fi}} \quad (3.3)$$

ここに、 Q_{byi} : i 層ブレース系の降伏水平力である。前章では、1層架構の弾塑性振動後の残留層間変形がほぼこの δ_{ci}^* に収束することを示した。本章でも、 i 層の弾塑性振動後の残留層間変形は δ_{ci}^* に収束するものと仮定する。



(c) Z 型の i 層復元力特性

図 3.2 多層架構の漸増変形特性機構

○非対称 Z 型 NC ブレース架構の漸増振り変形機構

漸増振り変形による i 層の層間振り角 ϕ_i は、 i 層重心回りのブレース負担水平力の振りモーメント M_{Ti} を主架構 i 層の重心回り振り剛性 $K_{\theta i}$ で除した次式で表せる。

$$\phi_i = \frac{M_{Ti}}{K_{\theta i}} \quad (3.4)$$

図 3.3(a), (b) には、 n 層架構の i 層における漸増振り変形機構を示す。 n 層架構の i 層における漸増振り変形は、 $i \sim n$ 層までの水平力総和が i 層に繰り返し作用して M_{Ti} が単調増加することで生じる。すなわち、Z型の場合と全く同様に、図 2.10 における水平力 P を $\sum_{j=i}^n P_j$ に、増分 ΔP を $\sum_{j=i}^n \Delta P_j$ にそれぞれ置き換えた図 3.3(a), (b) で機構を考えればよい。

M_{Ti} は x, y 方向のブレース降伏で頭打ちとなり、以降は一定となる。このときの M_{Ti} を i 層降伏振りモーメント M_{Tyi} と定義し次式で表す。

$$M_{Tyi} = Q_{byi} l \quad (3.5)$$

ここに、 l : ブレース設置構面間距離である。また、 M_{Tyi} に対応する i 層降伏層間振り角 ϕ_{yi} は次式となる。

$$\phi_{yi} = \frac{M_{Tyi}}{K_{\theta i}} \tag{3.6}$$

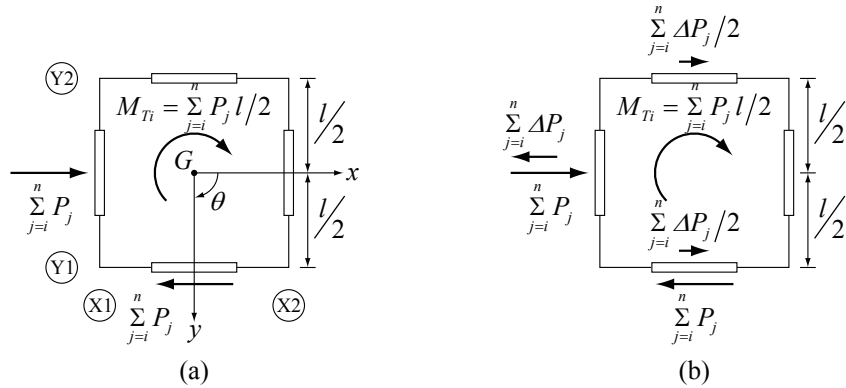


図 3.3 多層架構の漸増振り変形特性機構

3.2.2 層間変形の連成を考慮した残留変形評価

多層架構の i 層において漸増変形が生じる場合、図 3.4 に示すように節点の回転によって隣接層にも残留層間変形が生じる。従って、多層 Z 型および非対称 Z 型 NC ブレース架構では層間変形の連成を考慮して残留変形を求めなければならない。

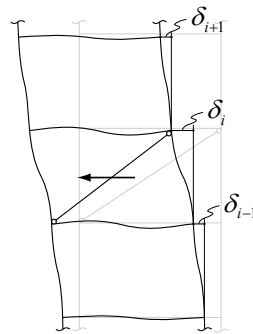


図 3.4 層間変形の連成

本論では、数値解析によらず多層架構の各層における残留変形を簡易に評価するモデルとして、図 3.5(a)~(c) の縮約 1 スパン架構モデルを考える。(a) は柱脚を固定とした最下層にブレースを設置する場合、(b) は一般層にブレースを設置する場合、(c) は最上層にブレースを設置する場合である。いずれも i 層において地震後に残留するブレース水平力 Q_{bri} を等価な層せん断力として表現している。この解析モデルを用い、以下に示す各々の仮定に基づいて計算を行う。

- (1) 解析方法にはたわみ角法を用いる。
- (2) i 層のみを漸増変形させたときの、すなわち、 Q_{bri} のみが作用したときの j 層の層間変形を δ_{ij} と定義する。
 i 層を漸増変形させる場合には、 $\delta_{i1}, \delta_{i,i+1}$ のみ考慮し、図 3.5 に示すように $\delta_{i,i+2}$ 以上は無視する。
- (3) 縮約前の多スパン架構の i 層における柱、梁剛比の合計を $\Sigma k_{ci}, \Sigma k_{bi}$ とする。図 3.5 の解析モデルにおいては、 i 層の柱、梁剛比をそれぞれ $\Sigma k_{ci}/2, \Sigma k_{bi}$ とすることで、縮約前架構の剛比の合計 $\Sigma k_{ci}, \Sigma k_{bi}$ と一致させる。
- (4) 多層架構では一般に柱 1 節毎に同一部材断面を用いることから、 i 層の層間変形を算出する際には、柱剛

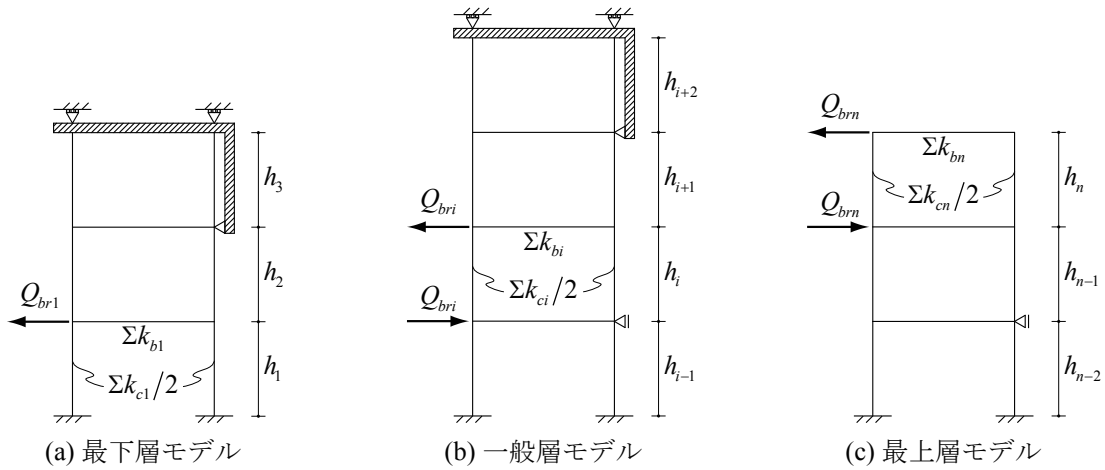


図 3.5 多層架構の層間変形の連成を考慮した残留変形計算モデル

比、梁剛比の合計は解析モデル全層においてそれぞれ Σk_{ci} , Σk_{bi} とし計算を簡単にする。

図 3.5(a) より、 δ_{11} , δ_{12} が、(b) より δ_{i-1} , δ_{is} , δ_{i+1} が、(c) より δ_{n-1} , δ_{nn} がそれぞれ表 3.1 のように計算できる。ここで、

$$\gamma_i = \frac{\sum_i k_{bi}}{\sum_i k_{ci}} \quad (3.7)$$

E : ヤング係数, K_0 : 標準剛度である。

s を構面番号と定義する。 Σk_{ci} , Σk_{bi} に Y_s , X_s 構面骨組の値を用いれば、 i 層 Y_s , X_s 構面骨組の残留変形計算用剛性 \tilde{k}_{fi}^{Ys} , \tilde{k}_{fi}^{Xs} が次式で求まる。

$$\tilde{k}_{fi}^{Ys} = \tilde{k}_{fi}^{Xs} = \frac{Q_{bri}}{\sum_{j=1}^n \delta_{ji}} \quad (3.8)$$

なお、第 2 章でも述べたようにブレース弾塑性振動後は各ブレースに $Q_{bri}/2$ が残留するため、ブレース降伏後の残留変形を求める場合、 Q_{bri} 分布に基づいて Q_{bri} を決定し \tilde{k}_{fi}^{Ys} , \tilde{k}_{fi}^{Xs} を求めればよい。残留変形計算用の主架構 i 層の剛性 \tilde{K}_{fi} ならびに振り剛性 $\tilde{K}_{\theta i}$ は次式により求められる。

$$\tilde{K}_{fi} = \sum_s \tilde{k}_{fi}^{Ys} = \sum_s \tilde{k}_{fi}^{Xs} \quad (3.9)$$

$$\tilde{K}_{\theta i} = \sum_s (\tilde{k}_{fi}^{Ys} y_s^2 + \tilde{k}_{fi}^{Xs} x_s^2) \quad (3.10)$$

ここに、 x_s, y_s : 重心から s 番目構面までの x, y 方向距離である。式 (3.3) に \tilde{K}_{fi} を、式 (3.6) に $\tilde{K}_{\theta i}$ および式 (3.5) を代入することで、 i 層の弾塑性振動後残留変形が求まる。なお、全層でブレース配置が同一方向であり、かつ K_{bi}/K_{fi} が一定値の場合、各層の漸増変形に基づく残留層間変形分布は、 K_{fi} 算定時の層間変形分布と一致するため、 \tilde{K}_{fi} は K_{fi} と、 $\tilde{K}_{\theta i}$ は $K_{\theta i}$ とそれぞれ一致する。

表 3.1 層間変形の連成を考慮した各層の残留層間変形

層	1層にブレースを設置した場合の各層の層間変形	...	i層にブレースを設置した場合の各層の層間変形	...	n層にブレースを設置した場合の各層の層間変形
n	0	...	0	...	$\delta_{nm} = \frac{1}{\sum k_{cn}} \cdot \frac{19}{3} \cdot 60\gamma_n + 168\gamma_n^2 + 144\gamma_n^3 \cdot \frac{Q_{bm} h_n^2}{36E K_0}$
n-1	0	...	0	...	$\delta_{n,n-1} = \frac{1}{\sum k_{cn-1}} \cdot \frac{1}{9} \cdot (3 + 24\gamma_{n-1} + 36\gamma_{n-1}^2) \cdot \frac{Q_{bm} h_{n-1} h_n}{36E K_0}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
i+1	0	...	$\delta_{i,i+1} = \frac{1}{\sum k_{ci+1}} \cdot \frac{1}{9} \cdot \frac{9 + 36\gamma_{i+1} + 36\gamma_{i+1}^2}{10} \cdot \frac{43}{3} \cdot \gamma_{i+1} + 48\gamma_{i+1}^2 + 48\gamma_{i+1}^3 \cdot \frac{Q_{brt} h_i h_{i+1}}{36E K_0}$...	0
i	0	...	$\delta_i = \frac{1}{\sum k_{ci}} \cdot \frac{43}{3} + 100\gamma_i + 216\gamma_i^2 + 144\gamma_i^3 \cdot \frac{Q_{brt} h_i^2}{36E K_0}$...	0
i-1	0	...	$\delta_{i-1} = \frac{1}{\sum k_{ci-1}} \cdot \frac{1}{9} \cdot \frac{9 + 36\gamma_{i-1} + 36\gamma_{i-1}^2}{131} \cdot \frac{43}{3} \cdot \gamma_{i-1} + 48\gamma_{i-1}^2 + 48\gamma_{i-1}^3 \cdot \frac{Q_{brt} h_{i-1} h_i}{36E K_0}$...	0
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
2	$\delta_{12} = \frac{1}{\sum k_{c2}} \cdot \frac{18 + 36\gamma_2}{3 + 28\gamma_2 + 48\gamma_2^2} \cdot \frac{Q_{brt} h_1 h_2}{36E K_0}$...	0	...	0
1	$\delta_{11} = \frac{1}{\sum k_{c1}} \cdot \frac{24 + 120\gamma_1 + 144\gamma_1^2}{3 + 28\gamma_1 + 48\gamma_1^2} \cdot \frac{Q_{brt} h_1^2}{36E K_0}$...	0	...	0

δ_{21} は δ_{12} の比2を入れ替えて、また、 $\delta_{n-1,n}$ は $\delta_{n,n-1}$ の比 $n-1$ を入れ替えて計算する。

図3.6からも明らかなように、ブレース配置を各層で同一方向とする場合と、層毎で交互とする場合とでは、後者の方が残留相対変位、各層に生じる残留層間変形ともに小さくなる。ただし、3.3節で示す振動台実験の試験体は柱と比べて梁がかなり剛であり、この層間変形の連成が無視できるものであった。そのため、本評価手法の精度検証は3.6節の実大8層3スパン架構の数値解析にて行う。

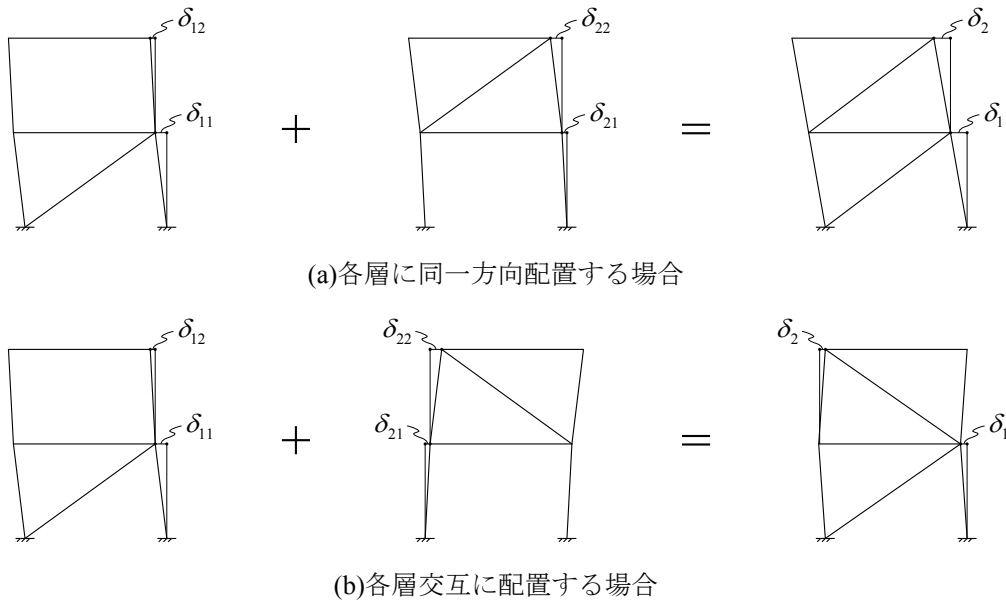


図 3.6 層間変形の重ね合わせ

3.2.3 弾性ひずみエネルギー蓄積量

Z型、非対称Z型、X型を、それぞれ「Z」、「AZ」、「X」と右肩に付けることで三者を区別する。多層架構の*i*層において、*x*, *y*方向ブレース降伏後、*i*層の主架構およびブレース系に蓄積される最大弾性ひずみエネルギー $W_{ei,max}$ は次式で表せる。

$$W_{ei,max}^Z = Q_{byi}^2 \left(\frac{1}{\tilde{K}_{fi}} + \frac{1}{K_{bi}} \right) \quad (3.11.a)$$

$$W_{ei,max}^{AZ} = Q_{byi}^2 \left(\frac{l^2}{2\tilde{K}_{\theta i}} + \frac{1}{K_{bi}} \right) \quad (3.11.b)$$

$$W_{ei,max}^X = \frac{Q_{byi}^2}{K_{bi}} \quad (3.11.c)$$

式(3.11.a)は、*i*層 *x*, *y*方向の層間変形が式(3.3)の δ_{ci}^* に到達した時点での弾性ひずみエネルギー、式(3.11.b)は *i*層の層間振り角が式(3.6)の ϕ_{yi} に到達後の弾性ひずみエネルギー、式(3.11.c)は *i*層の各ブレースが $Q_{byi}/4$ の水平力を負担するときの弾性ひずみエネルギーである。

3.3 振動台実験および数値解析の概要

3.1 試験体

振動台実験の試験体を図 3.7 および写真 3.1 に、試験体素材特性を表 3.2 に示す。試験体主架構は、1, 2 層ともに角形鋼管柱 \square -40x40x2.3(STKR400) に H 形鋼梁 H-100x100x6x8(SS400) およびベースプレートを隅肉溶接接合して製作した 2 層立体架構である。各階各方向の柱端部には、ガセットプレートおよびリブプレートを隅肉溶接接合している。錘として、1 層上部に PL-28x200x800 を 16 枚、2 層上部に PL-25x200x1000 を 15 枚積載することで、質量は 1 層 $m_1=655\text{kg}$ 、2 層 $m_2=810\text{kg}$ となっている。

本試験体のブレースは、第 2 章の試験体同様に軸部 ($\phi 9$, SS400) の中央に Fuse を 1~3 枚設置可能な形式であり、構面軸芯に対するブレース合力作用線の偏心を無視できるように、各構面に 2 本ずつ配置する。ブレース上端部に設置する楔と楔受け、各バネは第 2 章に示したものをを用いる。また、Fuse も第 2 章と同じ寸法のものを用いるが、Z 型試験体と非対称 Z 型試験体とで実験時期が異なったため、両者の Fuse は鋼板の素材が各々異なっている(非対称 Z 型試験体の Fuse が 1 層試験体の実験で用いたものと同じである)。ただし、表 3.2 に示すように両者の σ_y, σ_u は大差ないことを確認している。

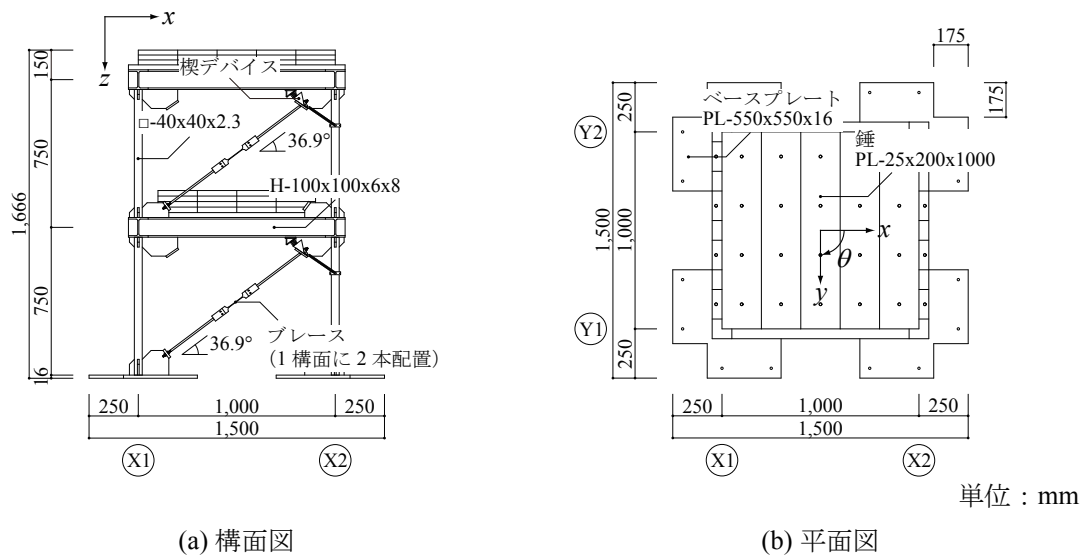
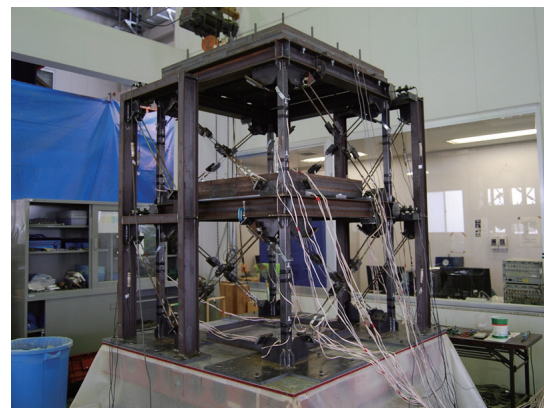


図 3.7 2層模型試験体



(a)AZA 試験体



(b)AZB 試験体

写真 3.1 2層模型試験体

表 3.2 試験体の素材特性

部材	鋼種	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u	e (%)
柱	STKR400	205,000	372	474	0.78	19
梁フランジ	SS400	205,000	310	442	0.70	28
梁ウェブ	SS400	205,000	340	456	0.75	26
ガセットプレート	SS400	205,000	342	433	0.79	29
Fuse (Z型)	SS400	205,000	403	513	0.79	-
Fuse (非対称Z型)	SS400	205,000	417	494	0.84	-

E :ヤング係数, σ_y :降伏応力度, σ_u :引張強さ, σ_y/σ_u :降伏比, e :破断伸び

試験体のブレース配置は、図 3.8 に示す (a), (b) の Z 型, (c), (d) の非対称 Z 型である。各層のブレース配置は、(a), (c) では同一方向, (b), (d) では互いに逆方向となっている。実験変数は表 3.3 に示すように、これら 4 種のブレース配置と、ブレース 1 本当たりの Fuse 設置枚数 1~3 枚の組合せによる 12 体である。Fuse は 1, 2 層とも同数設置する。予備実験として、加振中ブレースが緩むことのないよう端部のナットを締め付けてホワイトノイズ加振を実施した。振動台上の地動加速度と試験体第 2 層重心位置の x 方向絶対加速度から算出した各々のフーリエスペクトルをバンド幅 0.4Hz の Parzen Window⁶²⁾ で平滑化し、そのスペクトル比から、各共振峰の振動数を i 次固有振動数 f_i とし、 i 次減衰定数 h_i をハーフパワー法により定めた。また、この加振中における荷重変形関係から i 層 x 方向の全体剛性 K_{vi} を求めた。この結果を表 3.4 にまとめて示す。

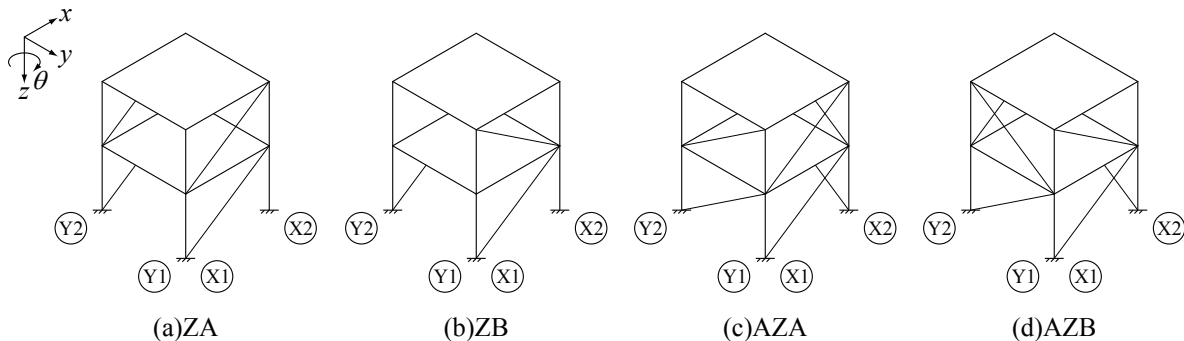
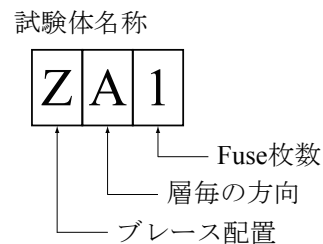


図 3.8 試験体のブレース配置

表 3.3 試験体と実験変数

試験体	ブレース		Fuse枚数
	配置	層毎	
ZA1, 2, 3	Z型	同一	1, 2, 3
ZB1, 2, 3		交互	1, 2, 3
AZA1, 2, 3	非対称Z型	同一	1, 2, 3
AZB1, 2, 3		交互	1, 2, 3



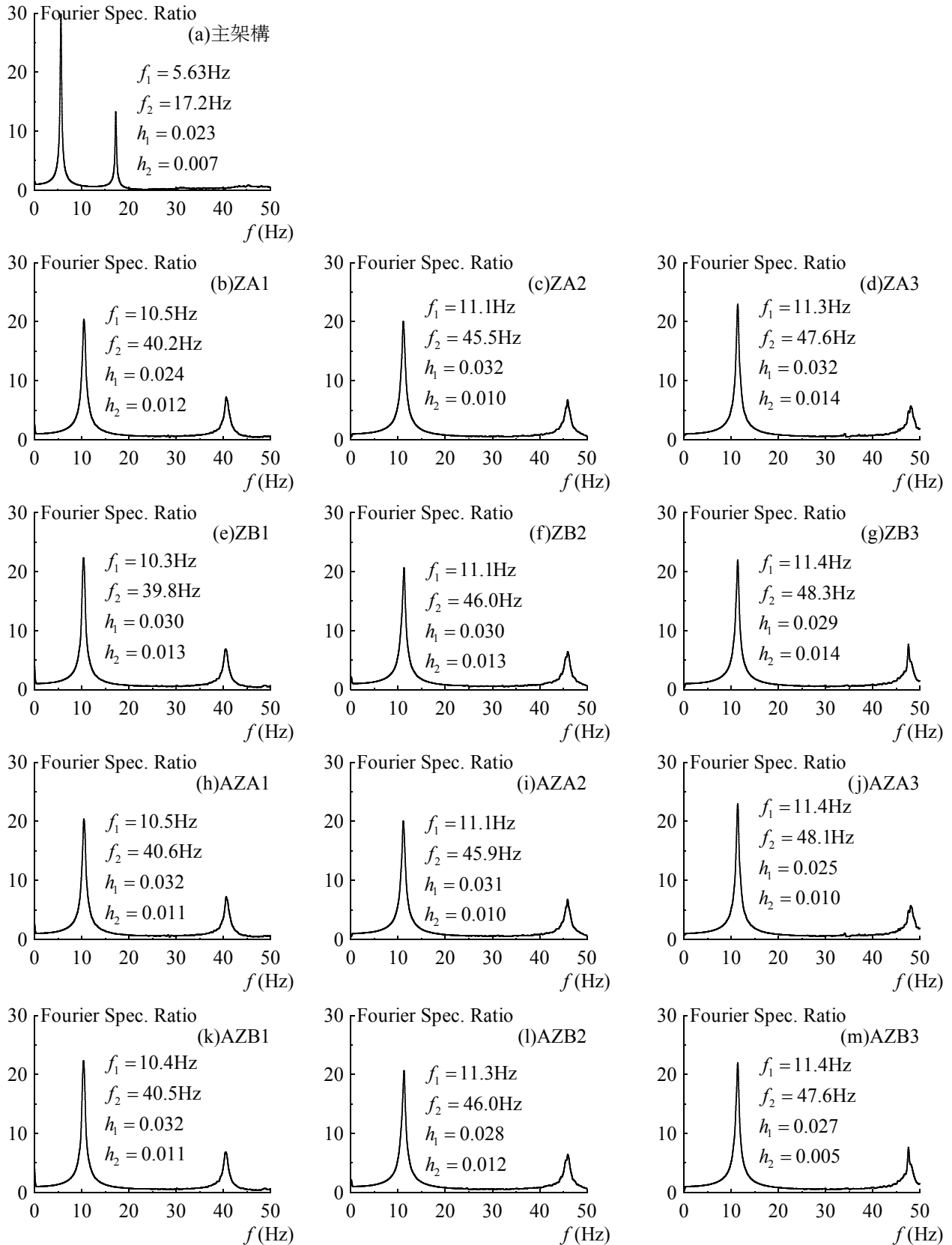


図 3.9 ホワイトノイズ加振のフーリエスペクトル比

Fuse 設置枚数が等しければ各々の動的特性はブレース配置によらないことが分かる。また、 h_1 はいずれも 0.02~0.03 程度となる。

表 3.4 ホワイトノイズ加振結果

試験体	f_i (Hz)		T_i (s)		h_i		K_{xi} (kN/mm)	
	$i=1$	$i=2$	$i=1$	$i=2$	$i=1$	$i=2$	$i=1$	$i=2$
主架構	5.63	17.2	0.178	0.058	0.023	0.007	2.76	2.86
ZA1	10.5	40.2	0.096	0.025	0.024	0.012	15.6	13.6
ZA2	11.1	45.5	0.090	0.022	0.032	0.010	21.0	16.1
ZA3	11.3	47.6	0.088	0.021	0.032	0.014	22.9	18.0
ZB1	10.3	39.8	0.097	0.025	0.030	0.013	15.0	13.4
ZB2	11.1	46.0	0.090	0.022	0.030	0.013	20.6	17.0
ZB3	11.4	48.3	0.088	0.021	0.029	0.014	23.5	18.7
AZA1	10.5	40.6	0.096	0.025	0.032	0.011	16.5	14.4
AZA2	11.1	45.9	0.090	0.022	0.031	0.010	21.5	17.7
AZA3	11.4	48.1	0.088	0.021	0.025	0.010	23.7	19.3
AZB1	10.4	40.5	0.096	0.025	0.032	0.011	15.6	14.6
AZB2	11.3	46.0	0.089	0.022	0.028	0.012	21.8	17.7
AZB3	11.4	47.6	0.088	0.021	0.027	0.005	23.7	18.4

3.3.2 実験方法

写真 2.2 に示した水平垂直 2 軸振動試験機によりて、試験体の f_i を避けた振動数 3Hz の正弦波を x 方向に入力する正弦波加振実験を行う。この正弦波は図 2.17 に示したのと同じ波形形状であり、0~10s の加振 I、10~20s の加振 II、20~30s の加振 III において、それぞれ以下のように加振目標を設定している。

加振 I : 3.33~6.67s の定常状態で 1 層ブレース最大応力が Fuse 全体の降伏耐力の 50% となる加振

加振 II : 13.33~16.67s の定常状態で 1 層ブレース最大応力が Fuse 全体の降伏耐力の 100% となる加振

加振 III : 1 層ブレースの累積塑性伸びが破断伸びの 90% となる加振

非対称 Z 型 NC ブレース架構試験体の場合で予備加振を行い、これらの目標値が得られる入力加速度を表 3.5 のように設定した。ただし、Fuse を 2, 3 枚設置した試験体は加振 II まで、Fuse を 1 枚設置した試験体のみ加振 III まで行うこととする (表 3.5)。

表 3.5 加振プログラムの概要

Fuse 枚数	各加振の実施状況			各加振の最大入力加速度 (m/s^2)		
	加振 I	加振 II	加振 III	加振 I	加振 II	加振 III
1	○	○	○	0.98	1.95	4.51
2	○	○	-	1.80	3.60	-
3	○	○	-	2.57	5.14	-

3.3.3 計測方法

計測計画を図 3.10 に示す。振動台上に設置した加速度計により地動加速度 α_g を、第 1, 2 層の重心 x 方向の加速度計より 1, 2 層 x 方向の絶対加速度 α_{x1}, α_{x2} を計測する。Y1 構面側、Y2 構面側にそれぞれ設置した変位計測架構に取り付けた変位計により i 層 Ys, Xs 構面相対変位 x_i^{Ys}, y_i^{Xs} を計測する。また、各階柱の同一断面に貼り付けた 2 枚のひずみゲージの平均から上側、下側計測位置の z 軸方向ひずみを、各層ブレース軸部に貼り付けたひずみゲージの値から Ys, Xs 構面毎のブレース軸ひずみの合計を計測する。

これらの計測値は、次のように整理を行う。 α_{xi} から試験体 i 層 x 方向の層せん断 Q_{xi} を次式で算出する。

$$Q_{xi} = -\sum_{j=i}^n m_j \alpha_j \tag{3.12}$$

x_i^{Ys} からは、 i 層重心 x 方向の相対変位 x_i および層間変形 δ_{xi} をそれぞれ以下の式により算出する。

$$x_i = \frac{x_i^{Y1} + x_i^{Y2}}{2} \tag{3.13}$$

$$\delta_{xi} = x_i - x_{i-1} \tag{3.14}$$

また、 x_i^{Ys}, y_i^{Xs} により i 層の相対振り角 θ_i および層間振り角 ϕ_i をそれぞれ以下のように求める。

$$\theta_i = \left(\frac{x_i^{Y2} - x_i^{Y1}}{l} + \frac{y_i^{X2} - y_i^{X1}}{l} \right) / 2 \tag{3.15}$$

$$\phi_i = \theta_i - \theta_{i-1} \tag{3.16}$$

振動台実験結果から、 x_i^{Ys} のみで求めた層間振り角と、 y_i^{Xs} のみで求めた層間振り角はほぼ等しく、試験体の各層床は剛体的に回転することを確認している。また、 i 層 x 方向の主架構負担水平力 Q_{fxi} 、ブレース系の負担水平力 Q_{bxi} は、ひずみゲージの計測値からそれぞれ1層架構と同様の計算により算出する。

加速度計から算出した Q_{xi} とひずみゲージの値から次式で算出した Q_{xi} はその最大値がほぼ一致することを確認したため、以降においては式(3.17)の値を Q_{xi} として採用する。

$$Q_{xi} = Q_{fxi} + Q_{bxi} \tag{3.17}$$

なお、変位計測用架構は各層にブレース ($\phi 9$, SS400) を2本ずつ設置しており、変位計測用架構にホワイトノイズを加振した結果、その1次固有振動数 f_1 は50Hz程度であることを確認している。

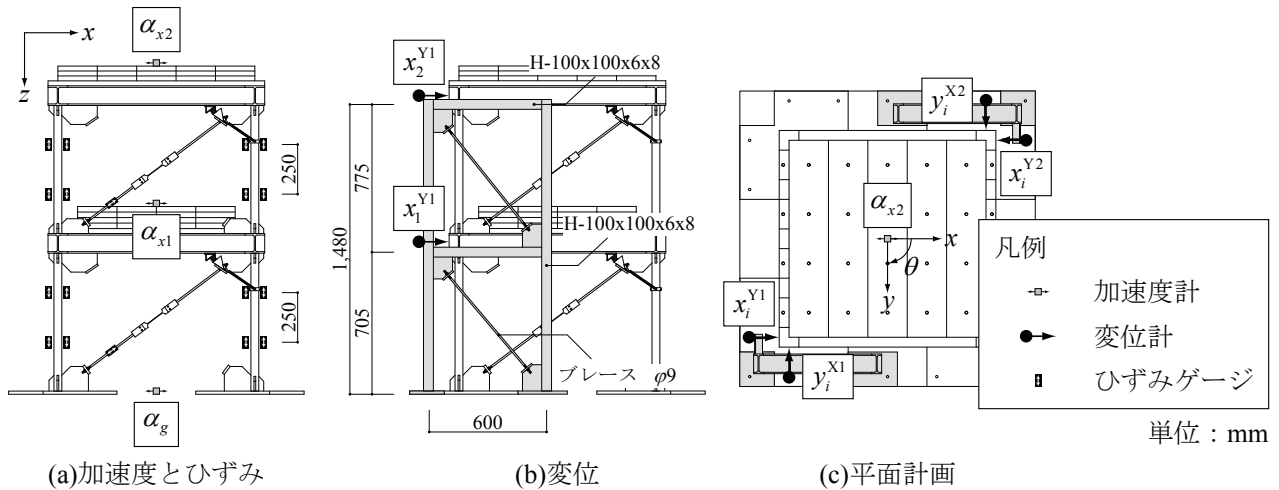


図 3.10 計測計画

3.3.4 解析モデル

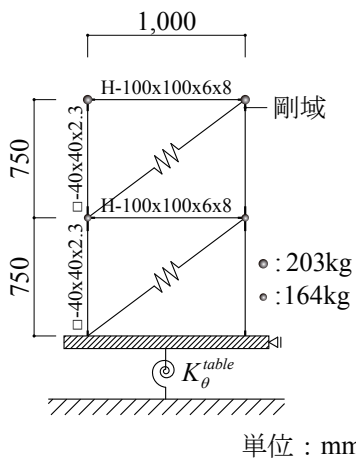
2層模型試験体の解析モデルの一構面を図3.11(a)に示す。解析モデルは、柱脚の境界条件を固定、部材の接合条件を剛接合、各層床に剛床を仮定した2層1スパンの立体架構であり、柱、梁にはそれぞれ $\square 40 \times 40 \times 2.3$ および $H-100 \times 100 \times 6 \times 8$ の断面性能を設定する。 x, y 方向のスパン長は $1,000 \text{ mm}$ 、構造階高は各階 750 mm としている。ただし、実際の試験体では、各階柱端部に隅肉溶接接合したガセットプレートおよびリブプレートの影響で主架構剛性が上昇しているため、解析モデルにおいては、節点から部材フェイスまでの剛域に、柱の上端部および下端部に適当な長さの剛域を加えることで、主架構各層の剛性を表3.4の値

と一致させている。

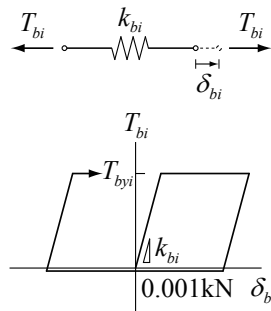
ブレースは、図 3.11(b) のように NC ブレースの引張力のみ抵抗し、圧縮力が作用しない特性を再現するために、引張側を降伏軸力 T_{byi} とした完全弾塑性型、圧縮側を降伏軸力 0.001kN としたモデル化する。図 3.12 に示す Fuse 引張試験より、非対称 Z 型の Fuse1 枚当たりの降伏耐力は第 2 章の解析モデルと同じく 2.86kN 、Z 型の Fuse1 枚当たりの降伏耐力は第 2 章と同様の仮定により 3.00kN とした。また、 i 層ブレース軸剛性 k_{bi} は、表 3.4 で得られた各ブレース架構と主架構の K_{xi} の差を $1/2$ 倍して求めた構面当たりのブレース水平剛性を、軸方向に変換した値とする。

2 層解析モデルにおいても図 3.11(a) に示すようにロッキング挙動を模した回転バネをモデル下部に設置して実験結果を追跡する。回転バネの回転剛性には、第 2 章で試験体の転倒モーメント M_{OVT} と振動台回転角 θ_{table} の関係から求めた、振動台のロッキング剛性 $K_{\theta}^{table} = 28,000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$ を用いる。なお、振動台の慣性モーメントは考慮しない。解析モデルにロッキングを考慮しない場合、表 3.6 に示すように試験体（および振動台の全体系）の固有周期との対応があまり良くないが、ロッキングを考慮した解析モデルの固有値解析結果は、試験体の固有周期と良く一致している。

また、この解析モデルの固有値解析により、非対称 Z 型試験体において x 方向の片側構面ブレースが抵抗した場合に発生する固有モードの検討を行った。1 層架構の場合と同様に、並進と振りの連成モードの固有振動数は、いずれも本実験の入力振動数 3Hz に一致していないことを確認している。



(a) 解析モデルの一構面



(b) ブレースモデル

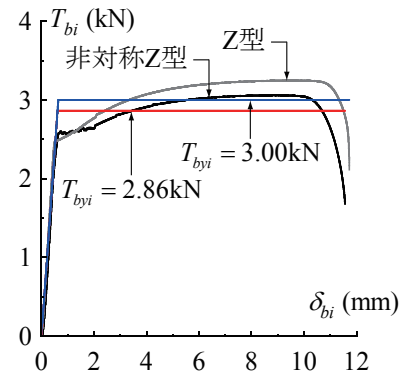


図 3.12 Fuse 引張試験結果

図 3.11 2 層模型試験体の解析モデル

表 3.6 解析モデルの固有値解析結果

試験体	T_1 (s)						
	主架構	ZA1	ZA2	ZA3	ZB1	ZB2	ZB3
ロッキング考慮	0.178 (1.00)	0.096 (1.00)	0.090 (1.00)	0.088 (1.00)	0.098 (1.01)	0.090 (1.00)	0.088 (1.00)
ロッキング非考慮	0.169 (0.95)	0.077 (0.81)	0.069 (0.77)	0.066 (0.75)	0.078 (0.80)	0.069 (0.76)	0.065 (0.74)
試験体		AZA1	AZA2	AZA3	AZB1	AZB2	AZB3
ロッキング考慮		0.095 (0.99)	0.089 (0.99)	0.087 (0.99)	0.096 (1.00)	0.089 (1.00)	0.088 (1.00)
ロッキング非考慮		0.075 (0.78)	0.068 (0.75)	0.065 (0.74)	0.076 (0.79)	0.067 (0.75)	0.065 (0.74)

() は試験体の 1 次固有周期に対する解析モデルの 1 次固有周期の比を示す。

3.3.5 解析条件

数値解析の条件を以下に示す.

- (1) 数値解析には, SNAP (Structural Non-linear Analysis Program) を用いる.
- (2) 数値積分法は Newmark - β 法 ($\beta=0.25$) とする.
- (3) 数値積分の時間刻みは 0.002s とする.
- (4) 解析に用いる地動加速度には, 実験で計測した α_g を用いる.
- (5) 減衰は初期剛性比例型とし, 1次減衰定数 h_1 にはそれぞれ表 3.4 のホワイトノイズ加振結果を用いる.

3.4 振動台実験結果および考察

3.4.1 2層試験体主架構の検証

ブレース架構の振動台実験に先立って主架構のみの正弦波加振実験を実施し, その結果を数値解析により追跡することで解析モデル主架構の妥当性を検証する. 図 3.13 には主架構のみに Fuse1 枚試験体の加振 I を入力したときの各層における絶対加速度応答時刻歴, 層間変形時刻歴, 復元力特性, 第1層最大変形時の曲げモーメント図をそれぞれ示す.

図 3.13(a), (b) より, 各層の絶対加速度, 層間変形時刻歴が実験と解析とで振幅, 位相ともに精度良く合致

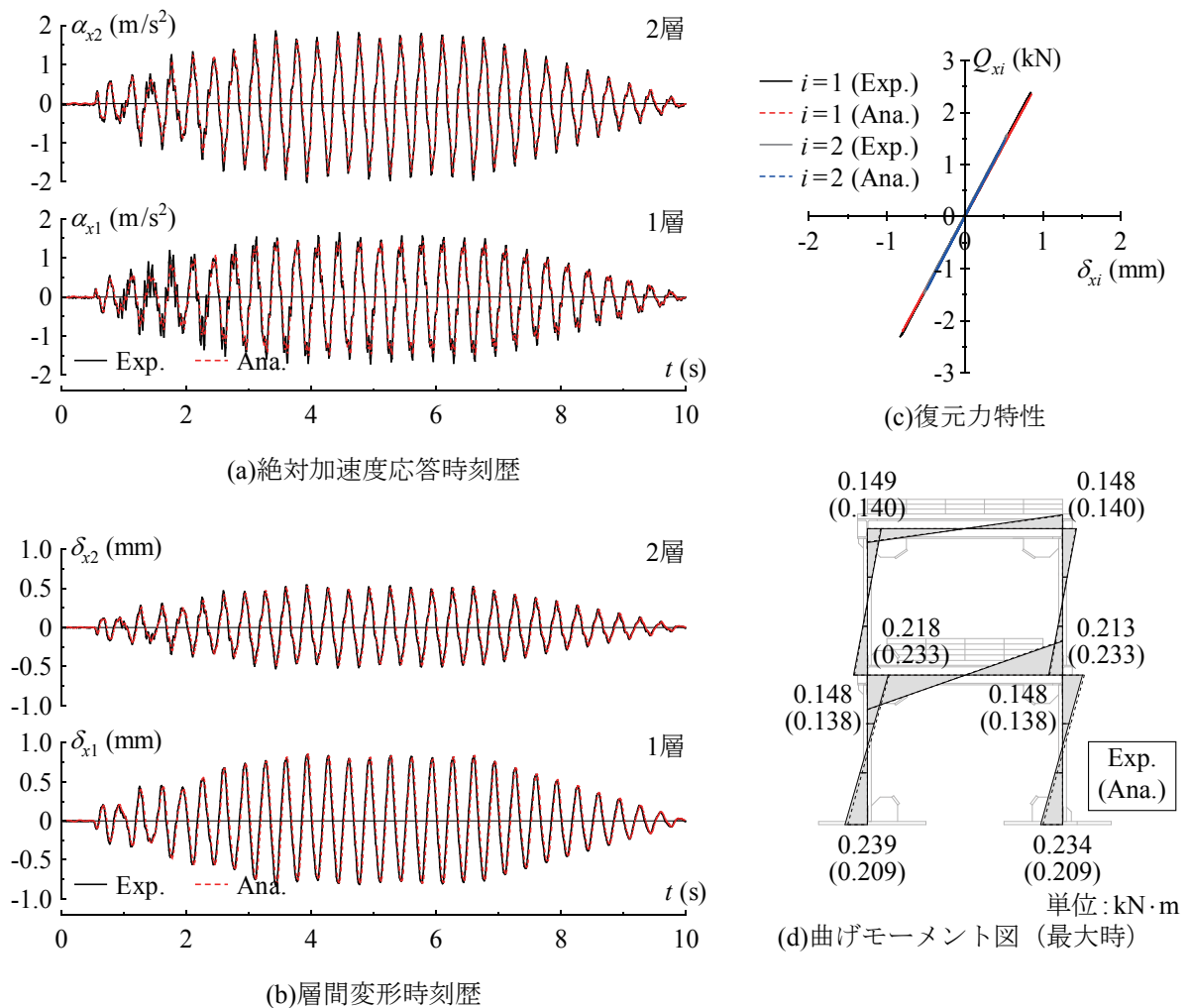


図 3.13 2層模型試験体主架構の正弦波加振実験結果

するため、(c)の復元力特性についても良好に対応している。計測した各点の曲げモーメントから節点モーメントを求め、Y1, Y2 構面で平均した (d) の応力図から、試験体主架構の応力状態を概ね再現できていることが分かる。従って、3.3.4 項で示した主架構モデルは、本試験体の振動台実験結果を追跡する上で妥当なものであると言える。

3.4.2 加振目標に対する割合

3.3.2 項にて示した各加振の目標値に対する、実験結果より得られた値の比を図 3.14 に示す。

図 3.14 より、(a)の Z 型、(b)の非対称 Z 型試験体ともに、加振 I では楔が移動する際に不安定となることに起因して、NC ブレースが引張抵抗を開始する際に微小なスリップが発生したため、実験結果が目標値を下回っている。しかしながら、その後の加振 II においては、加振 I と比べてこのスリップが解消される傾向にあったため、実験結果は目標値に近づく傾向にある。また、Z 型では Fuse の降伏耐力が非対称 Z 型で用いた Fuse よりもやや高かった関係から、ブレースの累積塑性伸び量が小さめとなったため、加振 III においては加振目標の 40% 程度となっている。

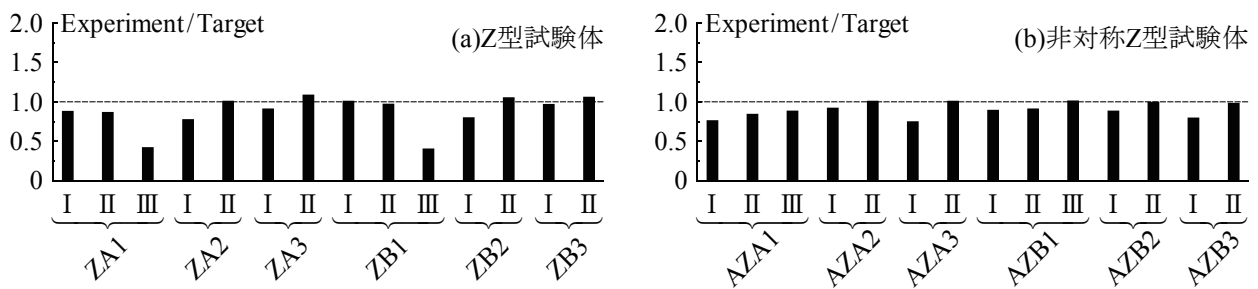


図 3.14 加振目標に対する割合

3.4.3 絶対加速度応答時刻歴

図 3.15 に全試験体を代表して、Fuse を 1 枚設置した試験体の各層重心の絶対加速度応答 α_{xi} の時刻歴を示す。それぞれ、上段が 2 層、下段が 1 層の時刻歴である。各試験体の絶対加速度応答時刻歴を見ると、図 2.17 に示した入力加速度と同様に、0~20s では応答振幅も漸増 → 定常 → 漸減状態を繰り返す、20~30s では応答振幅が漸増 → 漸減している。時刻歴形状は、0~20s の弾性時には入力加速度同様の形状となるが、20~30s の弾塑性時には Fuse の塑性化に伴う応答倍率の低下により入力加速度とは形状がやや異なっている。

絶対加速度応答性状を各ブレース架構で比較すると、1 層架構で得られた結論と同様に、2 層架構の各層においても絶対加速度応答は Z 型と非対称 Z 型配置で大差ないことが分かる。また、層毎のブレース配置方向の違いについて着目し、ZA1, ZB1 および AZA1, AZB1 それぞれで絶対加速度応答性状を比較すると、2 層のブレース配置方向によらず、絶対加速度応答は各ブレース架構でほぼ等しくなることが分かる。

更に、実験結果と数値解析を比較すると、後述するスリップの影響で解析値の方がやや小さくなる傾向にあるが、弾性時（加振 I, II）、弾塑性時（加振 III）ともに概ね対応することが分かる。

3.4.4 多層架構の漸増変形

多層架構の漸増変形として、図 3.16 には Z 型試験体における各層重心 x 方向の層間変形 δ_{xi} の時刻歴を、図 3.17 には非対称 Z 型試験体における各層の層間振り角 ϕ_i の時刻歴をそれぞれ示す。両者ともに加振 II ま

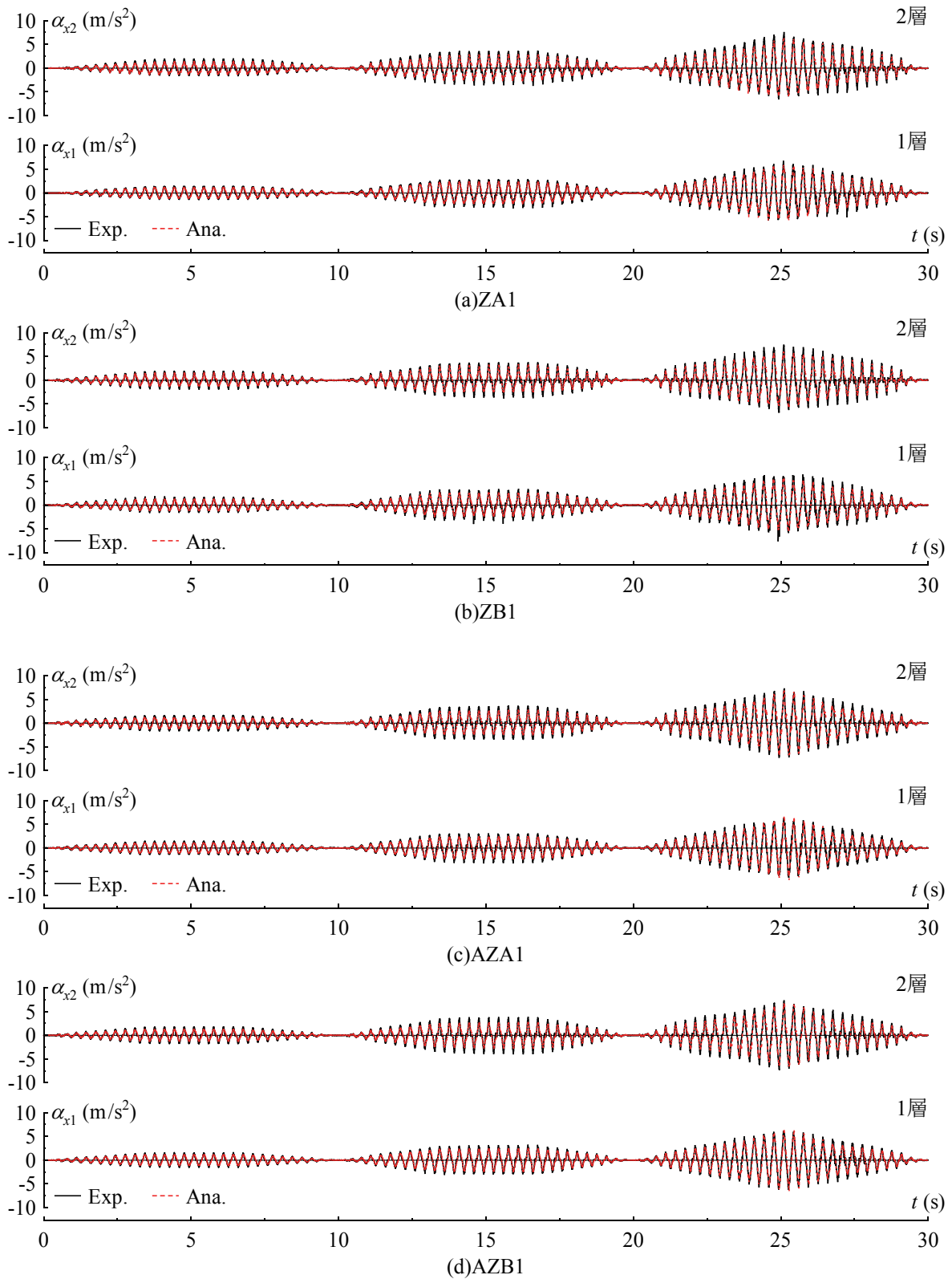


図 3.15 各層の絶対加速度応答時刻歴 (Fuse1 枚試験体)

での結果である。

(a), (b) の Z 型試験体においては各層の層間変形が一方に漸増する漸増変形を, (c), (d) の非対称 Z 型試験体においては各層の層間振り角が一方に漸増する漸増振り変形を生じている. ZA の各層および ZB の 1 層は層間変形が負方向に漸増するが, ブレース配置方向の異なる ZB の 2 層のみ正方向に漸増している.

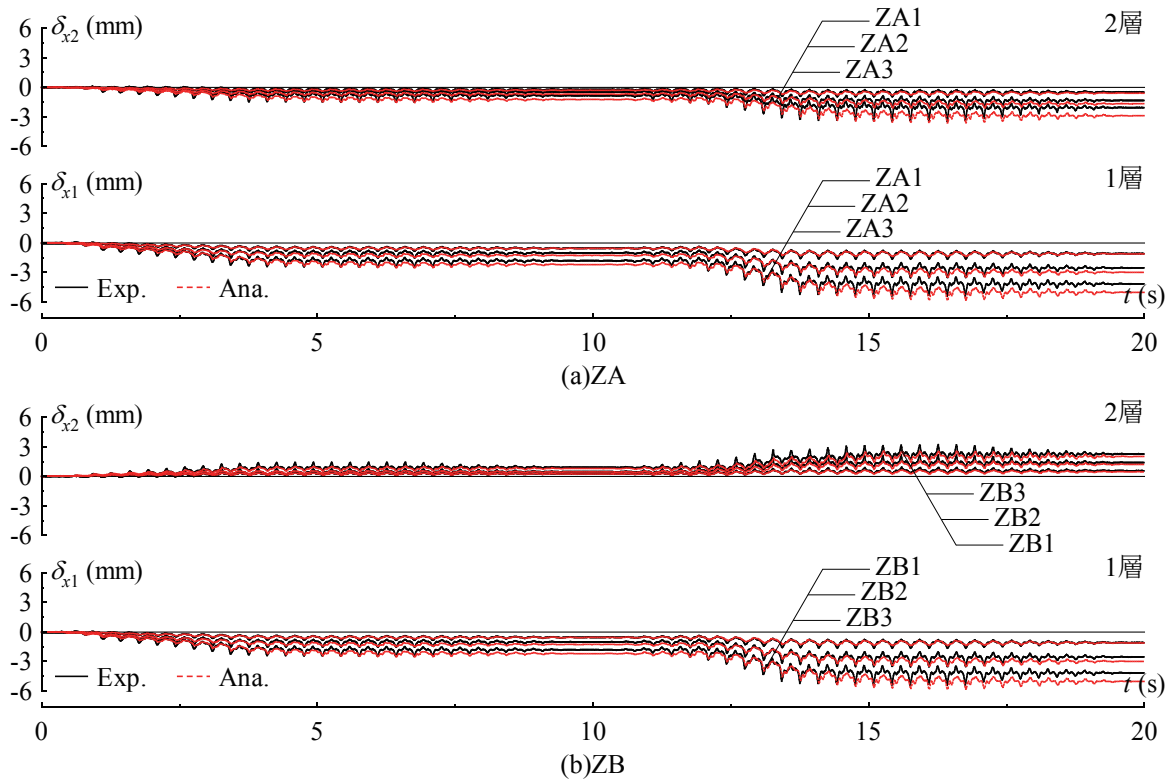


図 3.16 各層の層間変形時刻歴 (Z 型試験体)

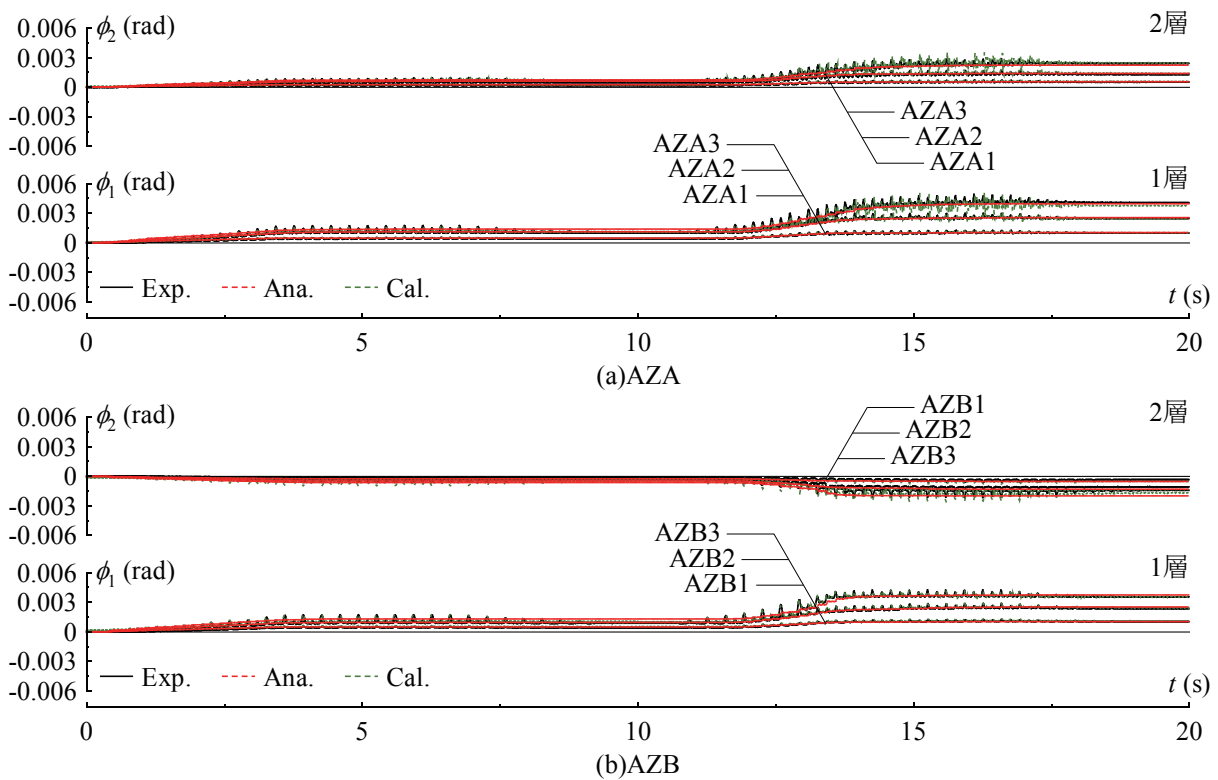


図 3.17 各層の層間振り角時刻歴 (非対称 Z 型試験体)

また、非対称 Z 型についても同様に、ブレース配置方向の異なる AZB の 2 層のみ層間振り角の漸増する方向が他と異なっている。

このように、Z型と非対称Z型とでは漸増する変形がそれぞれ異なるが、これらの変形が段階的に漸増していく様子は両者同様である。この理由は、多層架構の漸増変形機構から、次のように説明することができる。加振Iの0~3.33sまでの入力加速度漸増領域では、図3.15の各層の絶対加速度応答時刻歴からも明らかのように、各層が負担する層せん断力が漸増するため、 δ_{xi} および ϕ_i もそれぞれ漸増している。3.33~10sの入力加速度一定および漸減領域における各層の最大層せん断力は加振Iにおける最大値に等しいかそれ以下となるため、 δ_{xi} および ϕ_i は漸増していない。これらが再び漸増するのは、各層に作用する層せん断力が加振Iにおいて経験した最大層せん断力以上となる加振IIの11.67sからである。以降は、加振Iと同様の理由により、13.33s付近までは δ_{xi} および ϕ_i が漸増している。また、本実験はFuse設置枚数の増加にほぼ比例した入力加速度を設定しており、異なるFuse設置枚数の試験体においてもFuseの最大応力度は概ね同程度となっている(図3.14)。このような入力を行った結果、加振後の残留変形はFuse設置枚数が多いほど大きく、各層により多くの弾性ひずみエネルギー蓄積を期待するにはブレース降伏耐力を高めれば良いことが分かる。

実験においては、NCブレースが軸力零から引張抵抗を開始する際に微小なスリップを伴ったため、(c)、(d)の非対称Z型試験体では振り振動する傾向が1層架構の場合と比較してやや顕著である。このスリップの影響でZ型、非対称Z型ともにブレースに張力が残留しづらく解析結果より残留変形が小さい試験体もあるが、実験と解析は全体的に良く対応している。

また、(c)、(d)には、 i 層ブレース負担水平力の重心回り振りモーメント M_{Ti} を、主架構剛性の実測値(表3.4)から求めた主架構 i 層重心回り振り剛性 $K_{\theta i}$ で除して計算した層間振り角を併せて示している。計算値は実験結果と概ね合致しており、各層の ϕ_i は M_{Ti} によって生じていることが分かる。

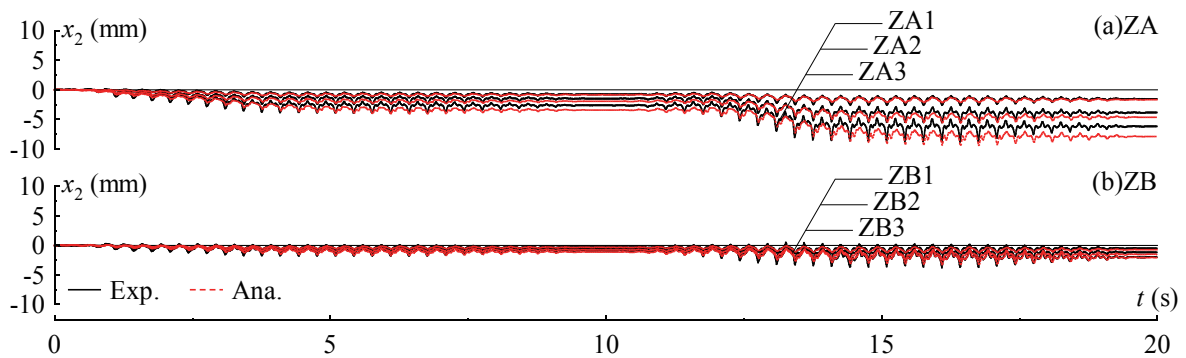


図 3.18 試験体頂部の相対変位時刻歴 (Z型試験体)

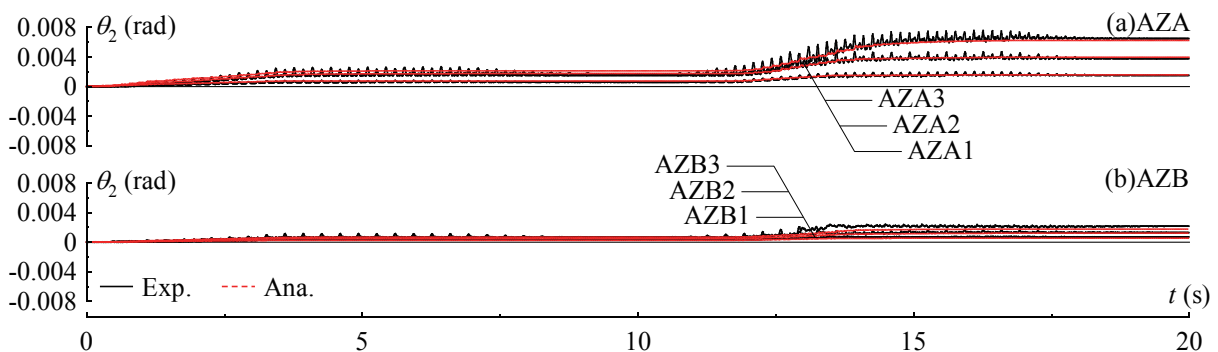


図 3.19 試験体頂部の相対振り角時刻歴 (非対称Z型試験体)

3.4.5 試験体頂部の挙動

図 3.18 に Z 型試験体の x 方向頂部（第 2 層）相対変位 x_2 の時刻歴を、図 3.19 に非対称 Z 型試験体の頂部（第 2 層）相対振り角 θ_2 の時刻歴をそれぞれ示す。ZA と ZB および AZA と AZB とでは、図 3.16, 3.17 にて示したように各層で層間変形、層間振り角が漸増する方向に相違があるため、結果として振動台上面からの試験体頂部相対変位、相対振り角は、図 3.18, 3.19 のように異なっている。ZA, AZA の場合、各層の変形は

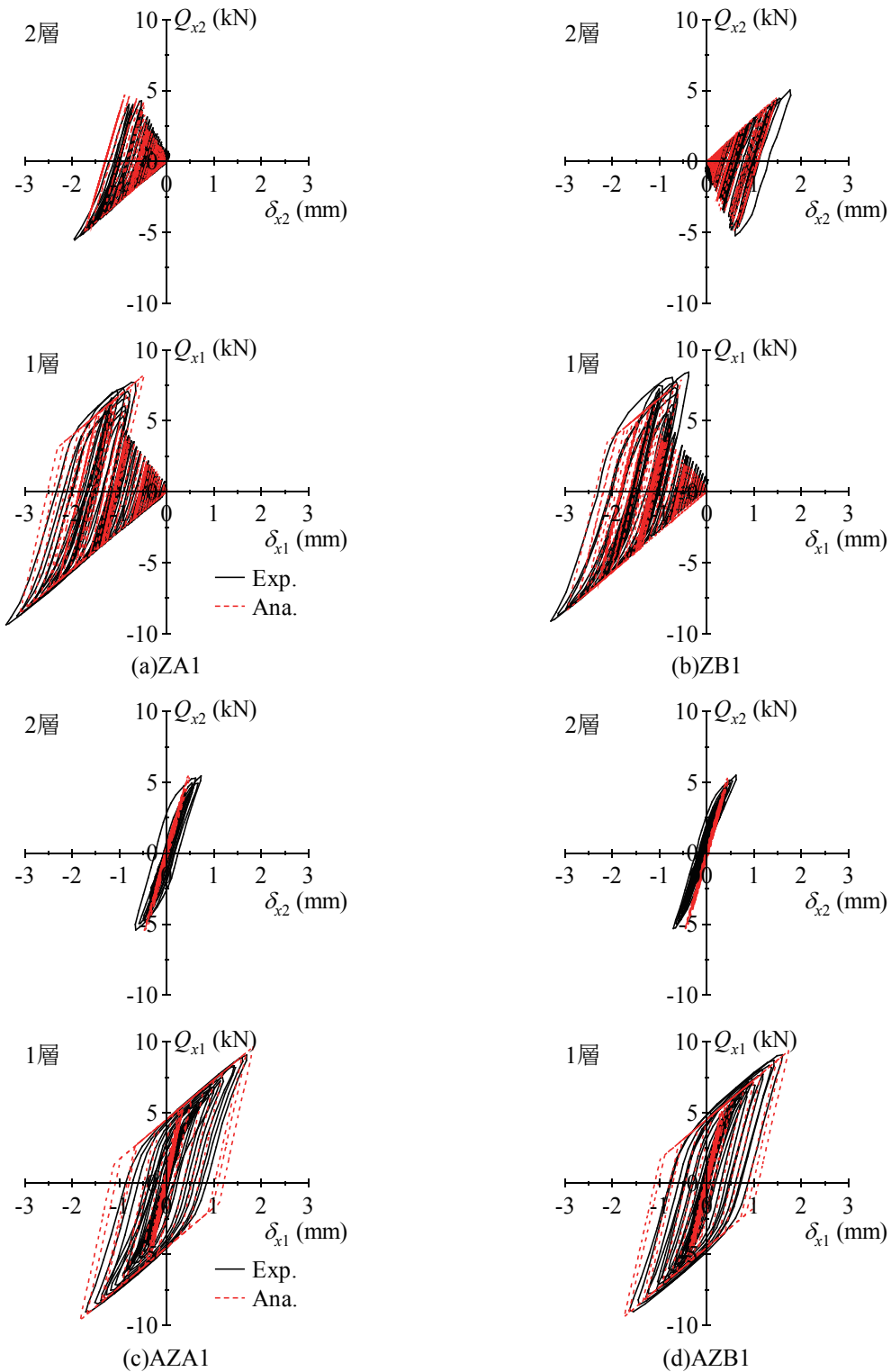


図 3.20 各層の復元力特性 (Fuse1 枚試験体)

ともに同一方向へ漸増するため、頂部相対変位、相対振り角は一方向に大きく偏る一方で、ZB, AZB の場合、1, 2層の変形が互いに逆方向へ漸増することで頂部相対変位、相対振り角はZA, AZA と比べてそれぞれ抑制される。従って、各層でブレース配置方向を交互とすれば、2層ごとに変位を相殺でき、架構全体の変位を抑制可能であると考えられる。

3.4.6 復元力特性

図3.20に全試験体を代表して、Fuseを1枚設置した試験体の各層x方向の復元力特性を示す。Z型の場合には、層間変形の一方向漸増により、その復元力特性は図3.2に示したものと同様の形状となる。ただし、ZBの2層のように層間変形が正方向に漸増する場合、その復元力特性はZAと点対称の関係となる。また、加振ⅢにおいてFuseが塑性変形したことで、第1層においてはZ型、非対称Z型いずれもbi-linear型に近似できる復元力特性を示している。また、同加振において2層ブレースに設置したFuseも塑性化したため、2層にも履歴が生じている。第1層の $Q_{bi}^{Ys}-\delta_i^{Ys}$ 関係より計算した δ_b/l_b は最大で1.29%であり、本実験に用いた楔形状から求まる限界の $\delta_b^{limit}/l_b=3.87\%$ を下回っている。

数値解析モデルにおいては、ブレース降伏耐力を実際のFuse降伏耐力よりも高めに設定したため(図3.12)、解析では2層ブレースが降伏していないことを除けば、実験挙動を良好に再現できていることが分かる。

3.4.7 残留変形と計算値の比較

各層の層せん断力が正負ほぼ等しい場合のZ型の残留層間変形について式(3.3)の適用性を検討するとともに、非対称Z型の残留層間振り角と式(3.6)の対応を確認する。図3.21(a)に加振終了後における残留層間変形の絶対値と δ_{ci}^* の比較を、(b)に加振終了後における残留層間振り角と ϕ_{yi} の比較を示す。Fuseを1枚設置した試験体においては、加振Ⅲで2層ブレースも降伏耐力に達したことから、加振Ⅲ終了後における各層の残留変形を、Fuse2, 3枚試験体においては、加振Ⅱ終了後における第1層の残留変形を示す。

ブレース弾塑性振動後における残留変形は、Z型、非対称Z型ともにブレース降伏耐力の高い試験体ほど大きくなる。実験値と計算値とを比べると、実験値は上述のスリップの影響によりやや小さい傾向にあるが、ブレース降伏後においては、層せん断力が正負ほぼ等しい場合の残留層間変形は概ね δ_{ci}^* に収束すること、残留層間振り角は ϕ_{yi} となる事が分かる。従って、多層架構においては、設計時にブレース降伏耐力を調節することで、各層における漸増変形に基づいた残留変形と弾性ひずみエネルギー蓄積量を容易に設定することができる。

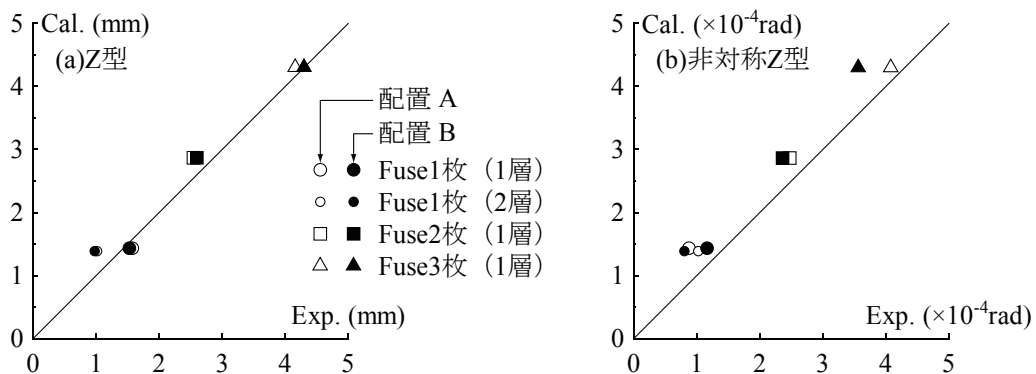


図 3.21 残留変形と計算値の比較

3.5 実大 8 層 3 スパン架構の数値解析概要

3.5.1 解析モデル

解析モデルを図 3.22 に、解析モデルの部材リストを表 3.7 に示す。解析モデルは、一般的な中層事務所ビルを想定した、階高が 1 階 4.5m、2~8 階 4m、スパン長 6m の 8 層 3 スパン架構である。解析モデルの設計条件は、以下のとおりである。

- (1) 本解析モデルの部材重量を除く床の固定荷重は、文献 63)~66) を参考にして一般層 $4,470\text{N/m}^2$ 、最上層 $6,590\text{N/m}^2$ とした。また、積載荷重は、一般層を事務所、最上層を屋上（歩行）と仮定した。
- (2) 設計用地震力は、地域係数 $Z=1.0$ 、設計用一次固有周期 $T=0.03H$ (H は建物高さ)、地盤種別を第 2 種地盤、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ とし、 A_i 分布に基づいて仮定する。
- (3) 各層の床には剛床を仮定する。
- (4) 柱、梁、ブレースの材料にはそれぞれ BCP325, SN490B, SNR490B を想定し、ヤング係数は $E=205,000\text{N/}$

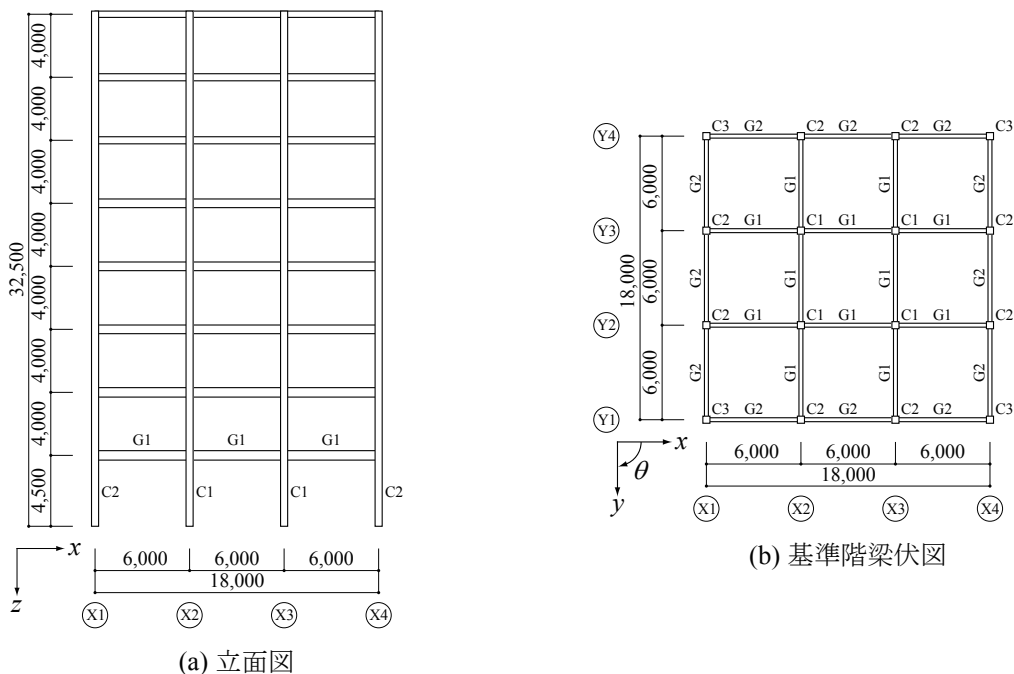


図 3.22 実大 8 層 3 スパン架構

表 3.7 部材断面リスト

階	柱		梁	
	C1, C2	C3	G1	G2
8	□-450x450x22	□-450x450x19	H-400x250x9x19	H-400x250x9x16
7			H-450x250x9x22	H-450x250x9x19
6	□-450x450x25	□-450x450x22	H-550x250x12x22	H-550x250x12x19
5				
4				
3	□-450x450x28	□-450x450x25	H-600x250x12x25	H-600x250x12x22
2				
1				

mm²、降伏応力度は $\sigma_y = 358\text{N/mm}^2$ とする。

- (5) 各層において、梁の全塑性モーメントの総和 ΣM_{pb} に対する軸力を考慮した柱の全塑性モーメントの総和 ΣM_{pc} の比 $\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$ が1.5を上回るものとする。
- (6) ブレースは、ブレース剛性比 K_{bi} / K_i が全層1となるよう断面を決定する。また、ブレースの有効長さ l_b は節点間距離の0.80倍とし、これに対して5%の限界移動量 δ_b^{limit} を有する楔形状を想定する。
- (7) 主架構のみに長期荷重を作用させた場合、またブレース架構に短期荷重（長期荷重と設計用地震力の和）を作用させた場合、それぞれ許容応力度設計を満足するものとする。

A_i 分布に基づく静的荷重増分解析結果より得られた解析モデルの骨格曲線を図3.23に示す。図3.23よりブレース降伏時の層間変形角は $1/620\text{rad} \sim 1/361\text{rad}$ 、主架構降伏時の層間変形角は $1/144 \sim 1/72\text{rad}$ となっている。架構の曲げ変形の影響により、上層部ほどブレース降伏時の層間変形角が大きくなっている。図3.24(a)に示すように、解析モデルの i 層の床面積 S_i 当たりの重量 W_i は $7.19 \sim 9.19\text{kN/m}^2$ となっており、最上層を除いて概ね一様に重量が分布していることが分かる。また、(b)に示すように各層の剛性は直線的な分布となっている。

なお、ブレースは図2.32に示したモデル同様に圧縮降伏軸力を 0.1kN として、NCブレースの圧縮力を負担しない特性を再現する。

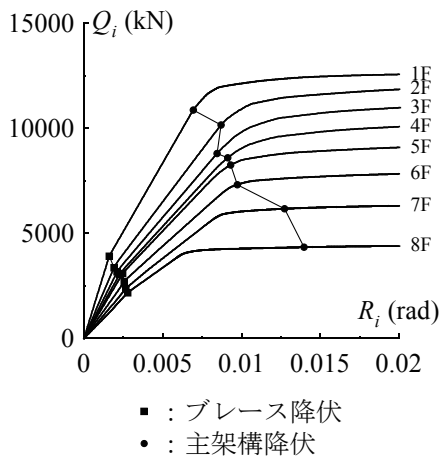


図 3.23 解析モデルの骨格曲線

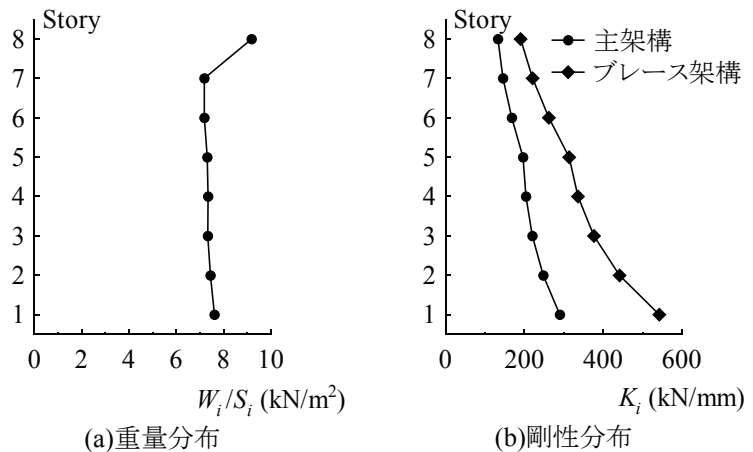


図 3.24 解析モデルの重量、剛性分布

3.5.2 解析変数

以下に示す解析変数の組合せにより、計36ケースの解析を行う。

- (1) ブレース配置とブレース初期張力：ZA, ZB, AZA, AZB, X, XT

ブレース配置を図3.25に、解析モデルの諸元を表3.8に、各ブレース配置架構の残留層間変形および弾性ひずみエネルギー蓄積量を表3.9に示す。Z型および非対称Z型ブレース配置は、全層同一方向配置するZA, AZA、2層毎にブレース配置方向を交互とするZB, AZBである。ZB, AZB配置は、2層毎に漸増変形の方法を変化させることで、2層毎の相対変位、また層間変形の連成を利用して残留変形（表3.9参照）を抑制することを狙いとしている。

X型は、ブレースに初期張力を導入しないX、各ブレースに降伏軸力の50%の初期張力を導入することで鋼材ダンパー架構同等の性能を有するXTとする。X, XTのブレース断面積はZ, AZの1/2とし、表3.10に示すように固有周期を一致させている。

- (2) 入力地震動：El Centro 1940, Taft 1952, Hachinohe 1968

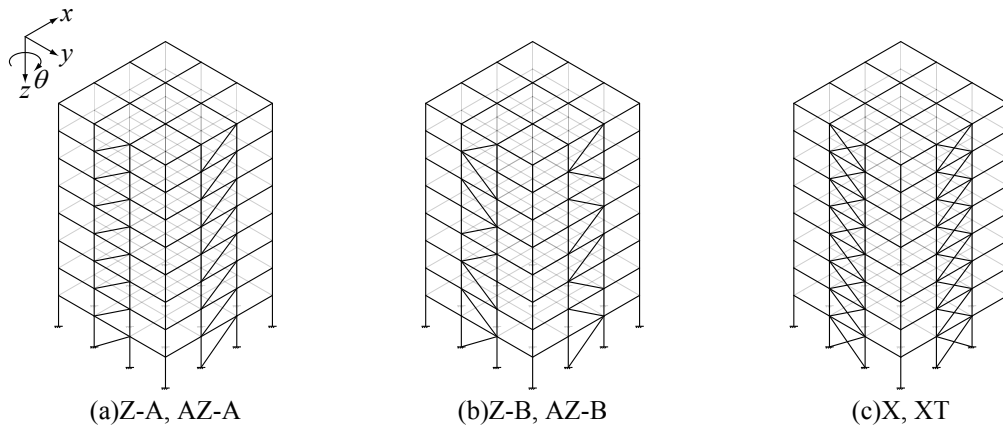


図 3.25 ブレース配置

表 3.8 解析モデルの諸元

i	W_i (kN)	K_{fi} (kN/mm)	$K_{\theta i}$ (kN·m/rad)	Q_{byi} (kN)	d_{bi}^Z (mm)	d_{bi}^X (mm)	T_{byi}^Z (kN)	T_{byi}^X (kN)
8	2,978	133	12,100,000	803	58.6	41.4	965	482
7	2,329	146	13,200,000	882	61.4	43.4	1,059	530
6	2,329	168	15,000,000	1,015	65.9	46.6	1,220	610
5	2,368	197	17,400,000	1,189	71.3	50.4	1,429	715
4	2,380	204	18,000,000	1,232	72.6	51.3	1,480	740
3	2,379	220	19,300,000	1,331	75.5	53.4	1,599	800
2	2,413	248	21,800,000	1,500	80.1	56.7	1,802	901
1	2,468	290	25,100,000	1,896	91.9	65.0	2,370	1,185

表 3.9 残留層間変形および弾性ひずみエネルギー蓄積量

i	R_{ci}^* (rad)		R_{yi} (rad)		$W_{ei,max}$ (kN·m)					
	ZA	ZB	AZA	AZB	ZA	ZB	AZA	AZB	X	XT
8	1/662	1/1416	1/374	1/753	9.71	7.12	13.4	9.12	4.85	0
7	1/662	1/1353	1/371	1/728	10.7	7.93	14.8	10.2	5.33	0
6	1/662	1/1374	1/364	1/740	12.3	9.09	17.3	11.6	6.13	0
5	1/662	1/1247	1/363	1/673	14.4	11.0	20.3	14.3	7.19	0
4	1/662	1/1321	1/361	1/713	14.9	11.2	21.1	14.4	7.45	0
3	1/662	1/1108	1/358	1/598	16.1	12.8	22.9	16.9	8.04	0
2	1/662	1/1387	1/358	1/752	18.1	13.4	25.8	17.0	9.07	0
1	1/688	1/1293	1/368	1/704	24.8	19.0	35.6	24.5	12.4	0

R_{ci}^* : δ_{ci}^* 発生時の層間変形角, R_{yi} : ϕ_{yi} 発生時の外周構面層間変形角

入力地震動は, El Centro (1940年, Imperial Valley 地震), Taft (1952年, Kern Country 地震), Hachinohe (1968年, 十勝沖地震) の3観測記録である. これらのNS成分をx方向に, EW成分をy方向に同時入力する. 図3.26には, 入力地震動の速度応答スペクトル S_v と解析モデルの固有周期を示す.

(3) 最大地動速度: 0.25, 0.50m/s

0.25m/s 入力はブレース弾性時の地震応答性状を, 0.50m/s 入力はブレース弾塑性時の地震応答性状を,

それぞれ比較することが目的である。0.25m/s 入力では下層部でブレースが塑性化する傾向にあったが、その損傷は比較的軽微であったため、ブレースを弾性として解析した。

3.5.3 解析条件

解析条件は以下のとおりである。

- (1) 数値解析には、SNAP を用いる。
- (2) 数値積分の方法は Newmark - β 法 ($\beta=0.25$ の平均加速度法) とし、時間刻みは 0.005s とする。
- (3) 減衰は瞬間剛性比例型で 1 次減衰定数を 0.02 とする。
- (4) 解析時間は 80s とする。

表 3.10 固有値解析結果

解析モデル	並進モード固有周期 (s)		
	1次	2次	3次
主架構	1.16	0.404	0.229
Z, AZ	0.894	0.306	0.173
X, XT	0.892	0.306	0.173

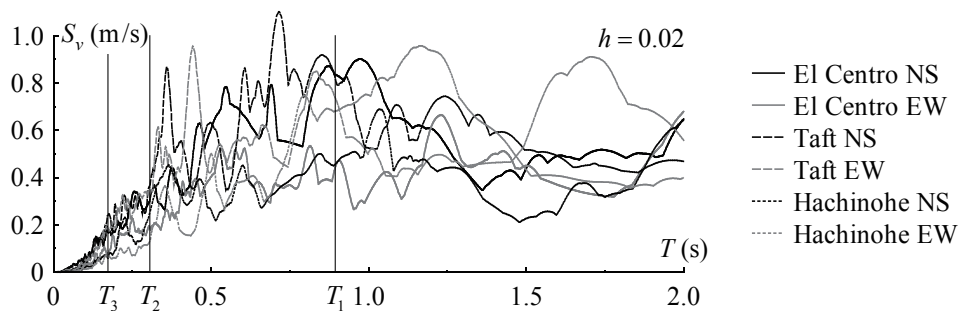


図 3.26 速度応答スペクトル (最大地動速度 0.25m/s)

3.6 実大 8 層 3 スパン架構の数値解析結果とその考察

3.6.1 多層架構の地震応答性状

解析結果の全体的な傾向を述べる前に、本項ではまず代表的なケースについて各ブレース架構の地震応答性状の関係を整理し考察を行う。各ブレース架構における地震応答性状の傾向は、0.25m/s で弾性ひずみエネルギー蓄積に基づいて地震応答が低減されることを除けば 0.25, 0.50m/s の場合も同様であったため、以下に El Centro NS, 0.25m/s 入力の第 1, 3, 8 層における重心の絶対加速度応答 α_{xi} , 相対速度応答 V_{xi} , Y1 構面の層間変形角 R_i^{Y1} の 30s までの時刻歴を図 3.27, 3.28, 3.29 に、第 8 層の Y1 構面相対変位応答 x_8^{Y1} の 30s までの時刻歴を図 3.30 にそれぞれ示す。なお、図 3.27~3.30 に示す地震応答性状は、Z 型と非対称 Z 型いずれも同様に説明できることから、ここでは Z 型の結果を示すこととする。

図 3.27, 3.28 を見ると、ZA, ZB, X の絶対加速度応答、相対速度応答は各層の弾性ひずみエネルギー蓄積により XT と比べて低減されており、第 1 層を除いて ZA, ZB で 30% 程度、X で 20% 程度の低減効果が見られる。このように、三者の応答低減効果に差が生じているのは、1 層架構で述べた理由と同様であり、ある一定の入力下においてはエネルギー蓄積量が多い方が応答低減効果が高くなるためである。

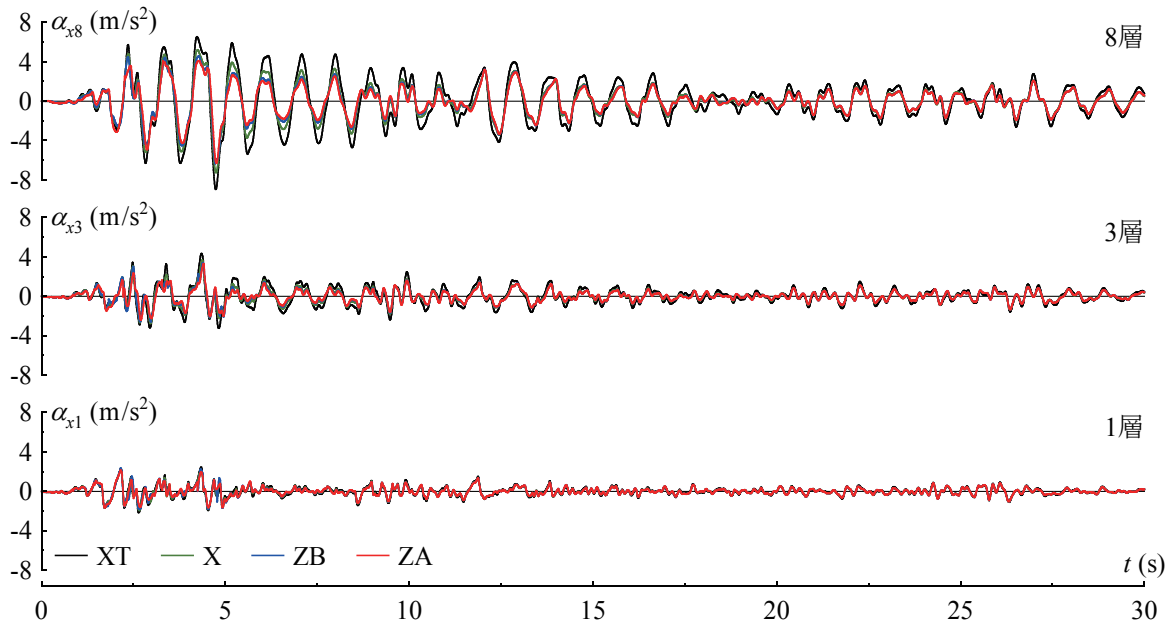


図 3.27 第 1, 3, 8 層の絶対加速度応答時刻歴

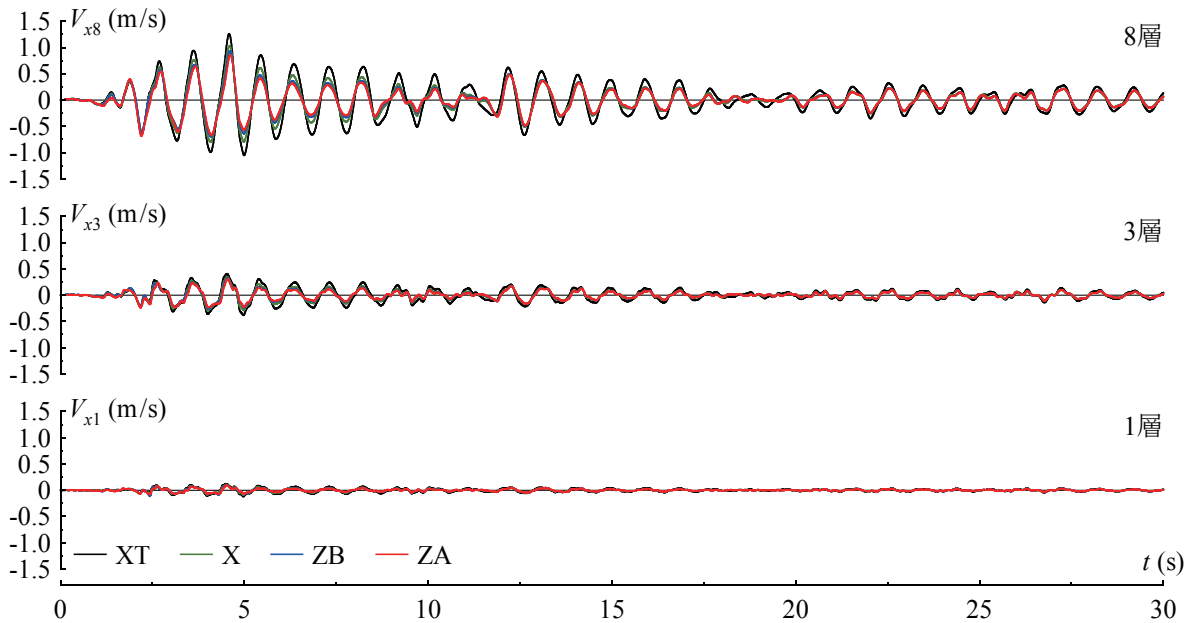


図 3.28 第 1, 3, 8 層の相対速度時刻歴

図 3.29 より, X, XT は原点を中心とした振動となるが, ZA, ZB では各層の層間変形が一方向に偏っている。ただし, ZA はブレース配置方向が全層同一方向のため層間変形は全層負方向に漸増するが, ZB は 2 層ごとにブレース配置方向を交互としているため, 第 1, 8 層は負方向に, 第 3 層は正方向にそれぞれ層間変形が漸増している。このように, ZB では各層の層間変形が漸増する方向の相違により, 3.2.2 項で述べたように ZA と比較して最大層間変形が抑制される。

また, ZA と ZB とでは各層の層間変形が一方向漸増する方向の違いにより, 図 3.30 に示す架構頂部の相対変位時刻歴においては性状が大きく異なっている。3.4 章の振動台実験結果と同様に, ZA の頂部相対変位は一方向に大きく偏るが, ZB では X, XT 同様に原点を中心とした振動である。更に, 0.25m/s 入力にお

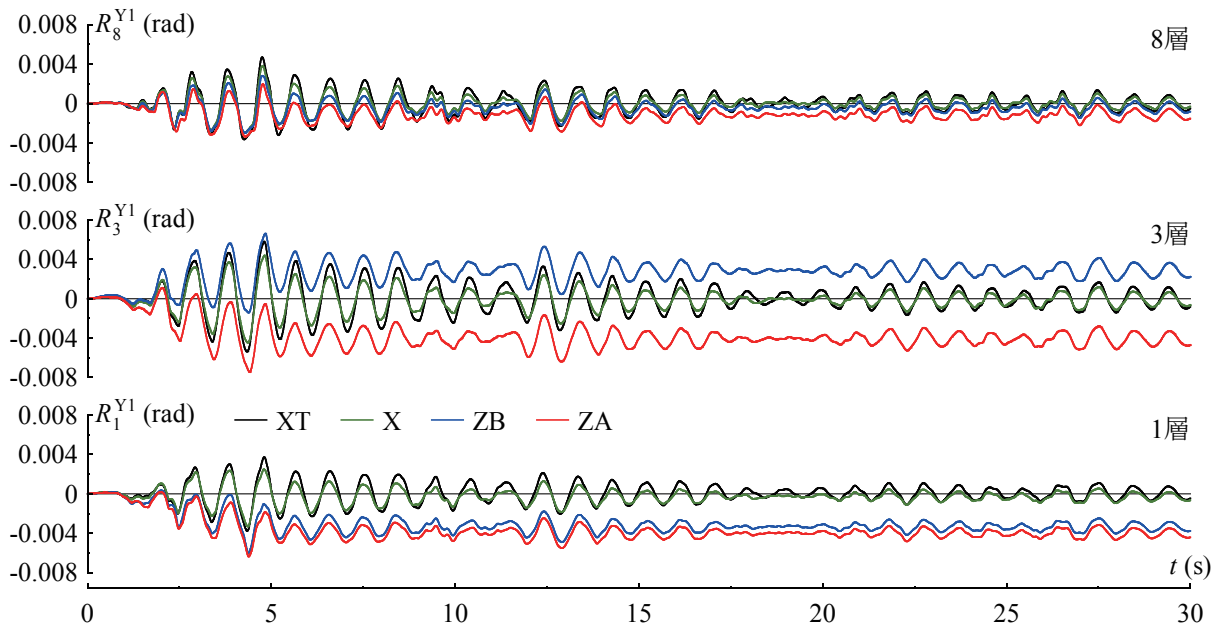


図 3.29 第 1, 3, 8 層の層間変形角時刻歴

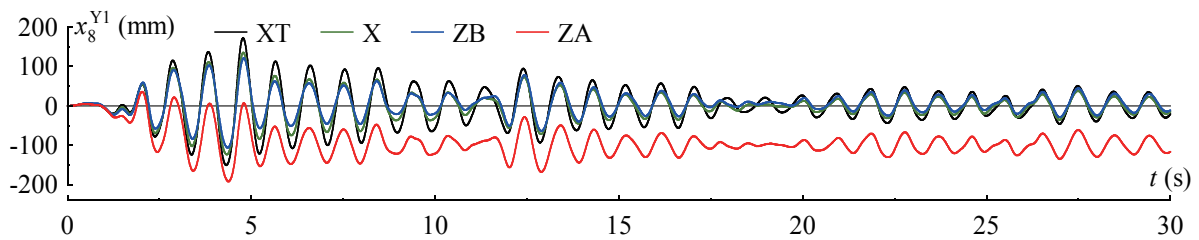


図 3.30 第 8 層の相対変位時刻歴

いては、弾性ひずみエネルギー蓄積による応答低減効果により、XT と比べて ZB の架構頂部における相対変位は大きく低減されることが分かる。

3.6.2 層せん断力係数分布

図 3.31 に x, y 方向で入力した計 6 波の入力地震動について平均した 0.25, 0.50m/s 入力の層せん断力係数 C_i の分布を示す。 C_i 分布は 3.6.3 項にて後述するように、0.25m/s 入力ではブレース配置により大きさが異なり、0.50m/s 入力ではブレース配置によらずほぼ一定となるが、いずれもその分布形状は通常架構 (XT) とほぼ同等である。また、XT の場合には、 A_i 分布に基づいて計算した C_i を併せて示している。 A_i 分布に基づく場合、0.25, 0.50m/s とともに最上層ではやや大きめとなるが、いずれのブレース配置の場合においても平均的な C_i を A_i 分布に基づいて良好に評価できることが分かる。

3.6.3 外周構面の最大相対変位

図 3.32 には El Centro 入力の Y1 構面、Hachinohe 入力の X1 構面において最大変位が発生した時刻の x_i^{Y1} , y_i^{X1} の分布を示す。なお、地震後の残留相対変位を小さいプロットと破線で併せて示す。

図 3.32 より、全層ブレースを同一方向配置した ZA, AZA の外周構面は、各層の漸増変形により X, XT と比べて一方向に偏るとともに、比較的大きな残留変位が生じているが、ZB, AZB のように 2 層毎にブレース

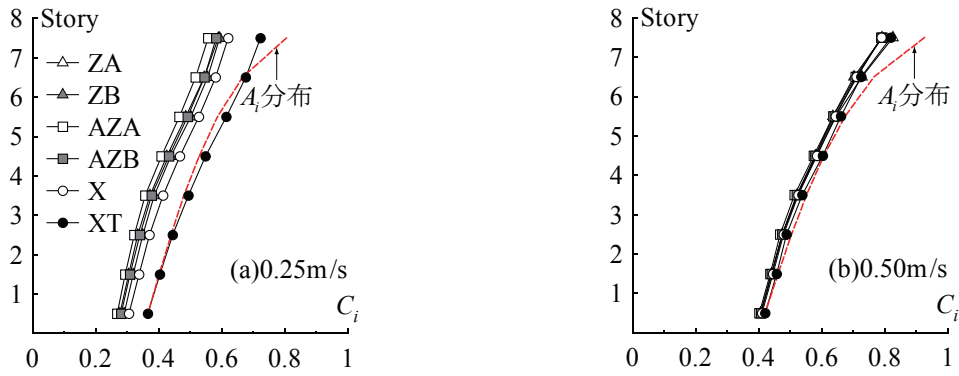
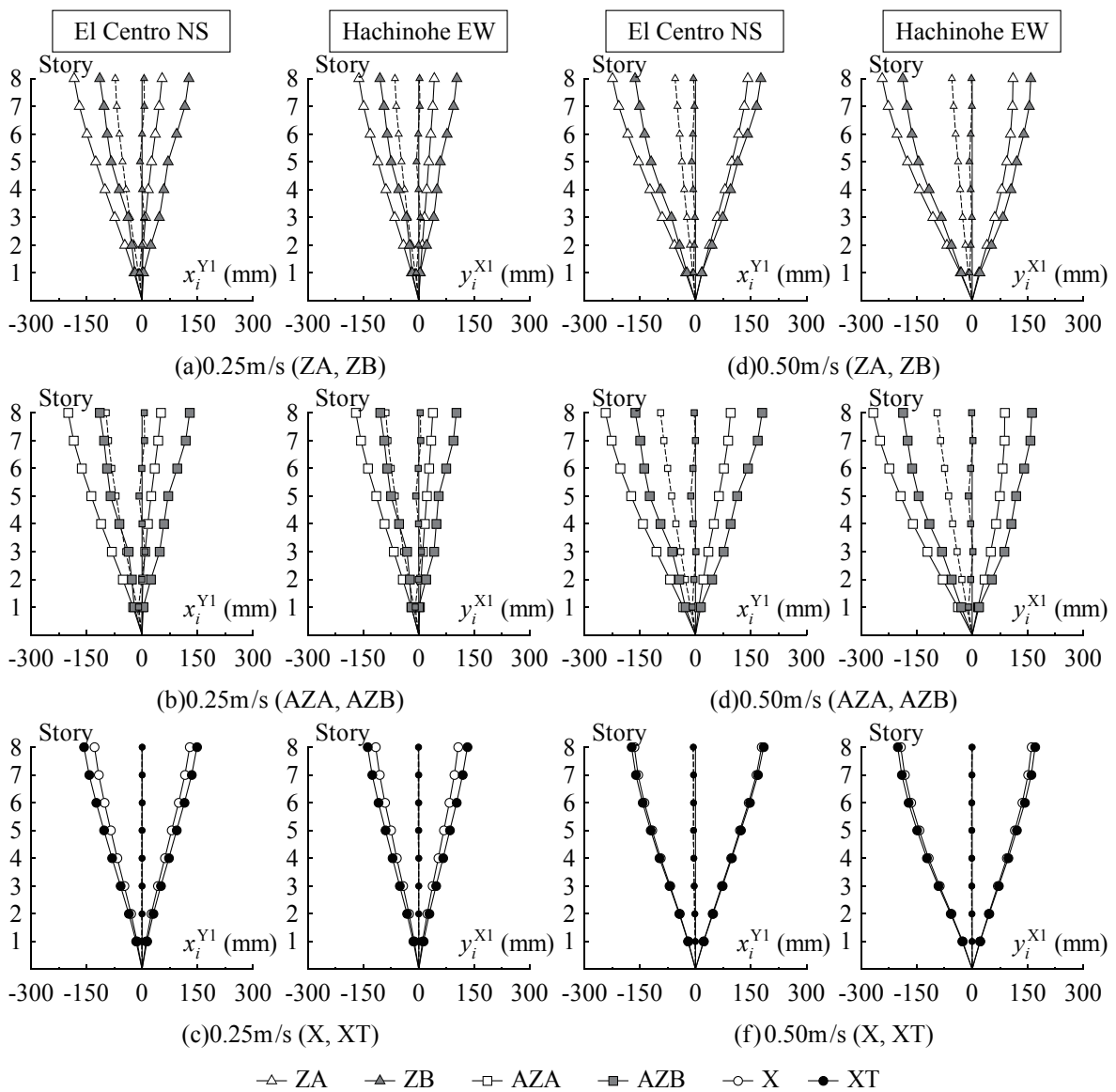


図 3.31 層せん断力係数分布 (8 波平均)



※小さいプロットと破線は地震後残留変位を表す。

図 3.32 Y1 構面の最大相対変位分布

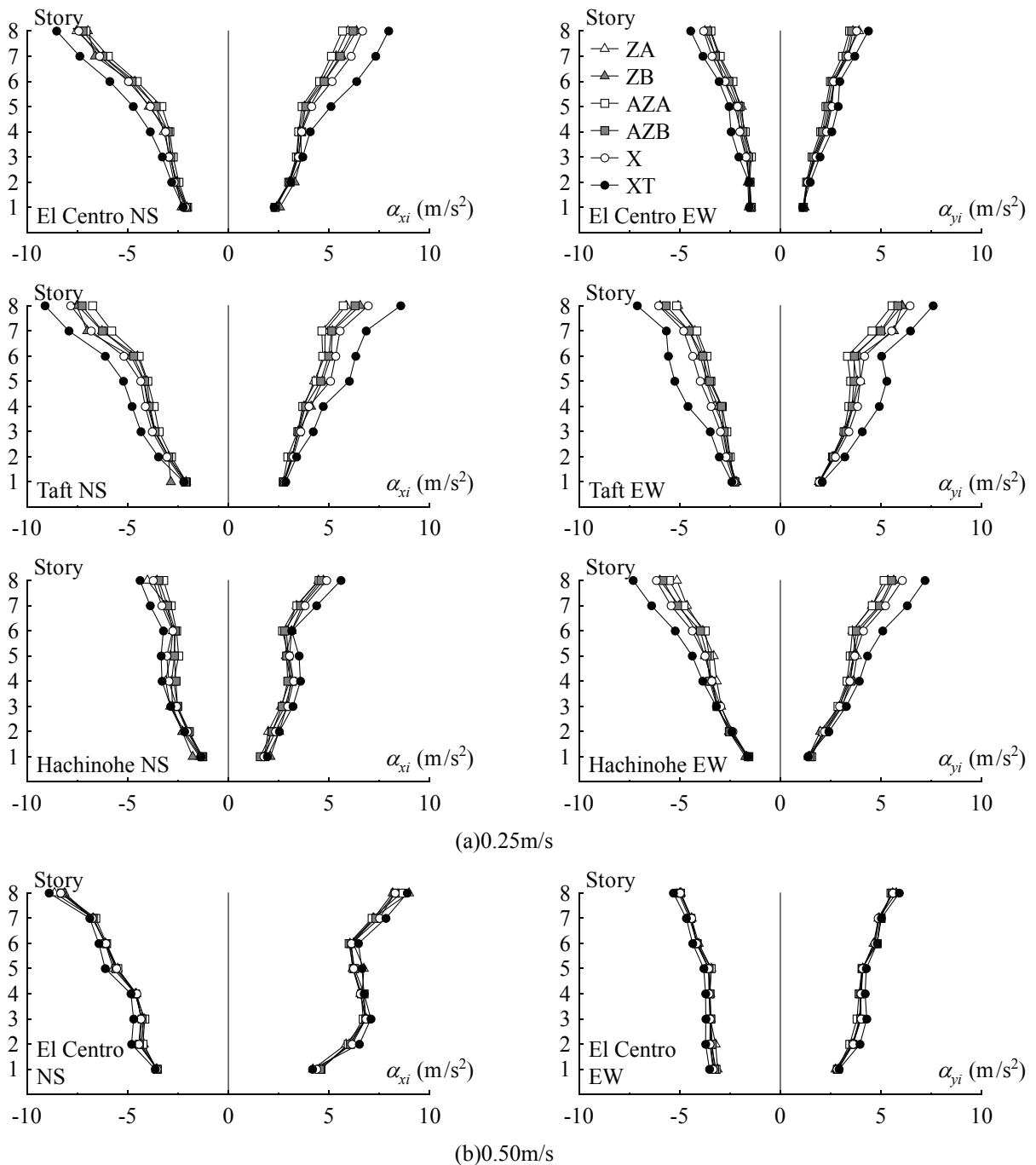


図 3.33 最大絶対加速度分布

配置を交互とすることで、架構の変位領域および2層毎の残留変位をX, XTの場合と同程度に抑制できることが分かる。このため、外装材を2層毎に取り付ける等の工夫を行えば、外装材の受ける変形角を通常架構の場合と同等まで抑えることができるものと考えられる。

3.6.4 重心の最大絶対加速度，最大相対速度応答，最大層間変形角

図 3.33, 3.34, 3.35 に重心の最大絶対加速度，最大相対速度，最大層間変形角をそれぞれ示す。図 3.33, 3.34 は各ブレース配置について，図 3.35 は非対称Z型，X型について示している。図 3.33(a) より，0.25m/s 入力時のZA, ZB, AZA, AZB, Xの最大絶対加速度 $\alpha_{i,max}$ は，弾性ひずみエネルギー蓄積によりいずれもXTに比べて低減される。この絶対加速度の低減は，地動加速度の影響が大きい下層部と比較して中層部および

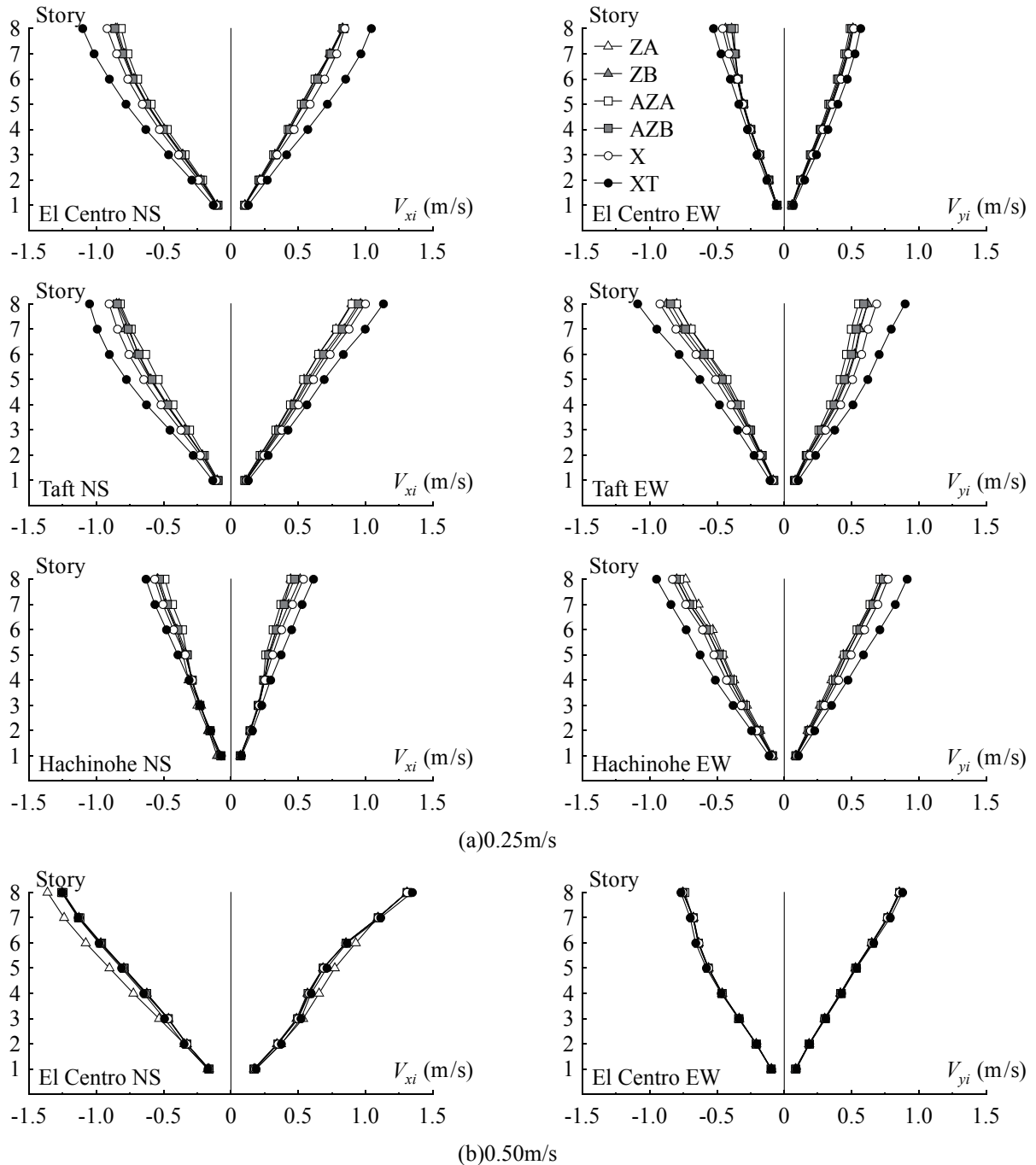


図 3.34 最大相対速度分布

上層部の方が顕著となる傾向にあり、最も大きな絶対加速度が生じる最上層において、本解析では ZA, ZB, AZA, AZB, X それぞれで最大 31.7, 23.5, 33.3, 26.6, 18.9% の最大絶対加速度低減が見られた。このように、各ブレース配置の低減効果は概ね $X < ZB < AZB \approx ZA < AZA$ の大小関係にあり、これは表 3.9 に示す $W_{ei,max}$ の大小関係と合致する。すなわち、3.6.1 項で述べたとおり弾性ひずみエネルギー蓄積量の大きなブレース配置ほど絶対加速度の低減が期待できる。一方、図 3.34(a) の 0.25m/s 入力時の最大相対速度 $V_{i,max}$ については、下層部から上層部まで一様な低減効果が発揮される傾向にあり、本解析では最上層において ZA, ZB, AZA, AZB, X でそれぞれ 31.0, 31.0, 38.5, 34.3, 23.6% の最大相対速度低減が見られた。

図 3.33, 3.34(b) には、0.50m/s 入力を代表して El Centro の結果をそれぞれ示す。0.50m/s 入力では、ブレース配置によらず最大絶対加速度、最大相対速度はほぼ一定となる。これは、いずれのブレース配置でも bi-

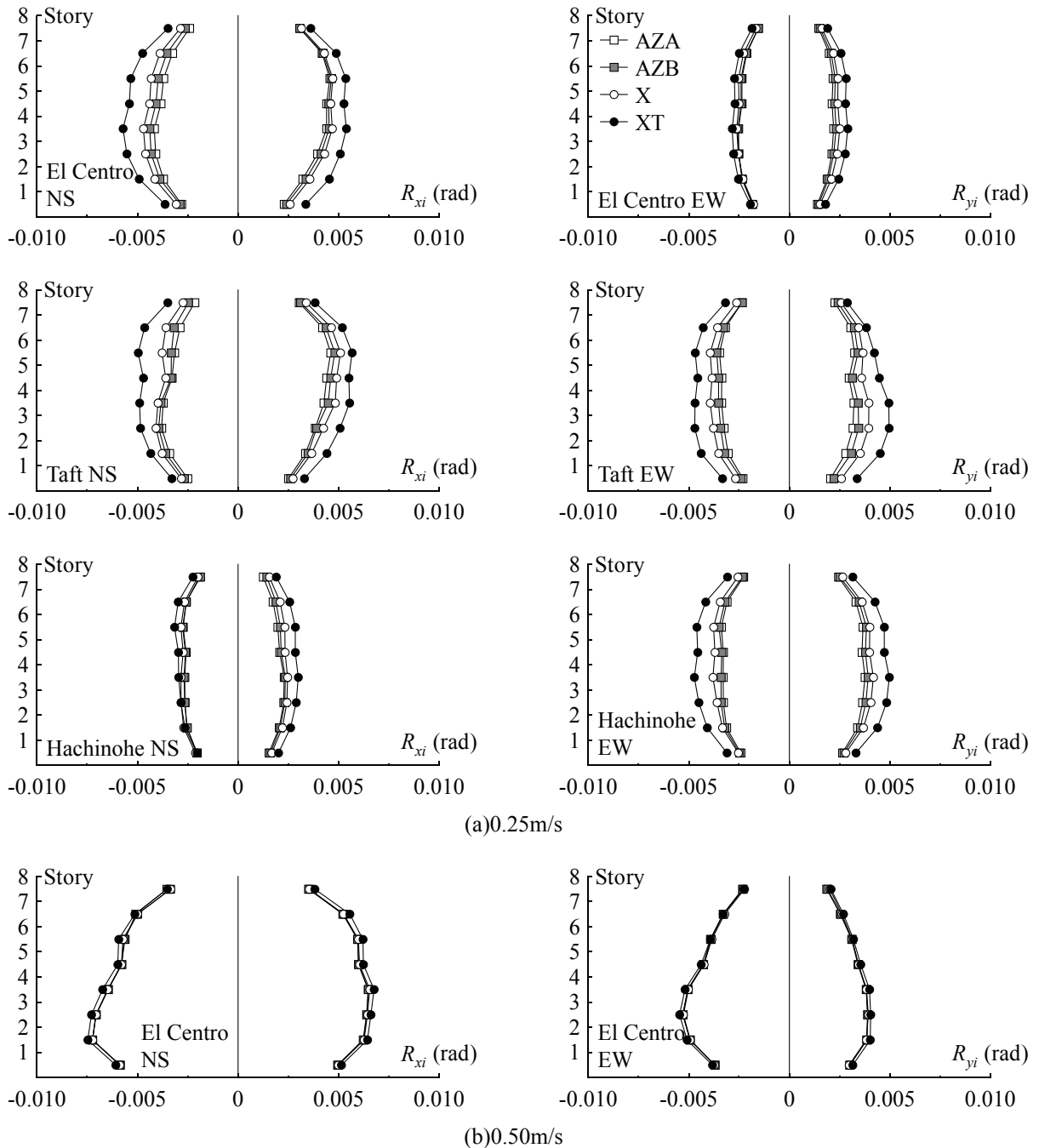


図 3.35 重心の最大層間変形角分布

linear型復元力特性を示して鋼材ダンパー架構同等の性能が発揮されるためである. 以上から, C_i の大きさは, 0.25m/s では各ブレース配置で異なり, 0.50m/s では配置によらずほぼ一定となる.

AZA, AZB の場合, 漸増振り変形により外周構面の層間変形角は一方向に偏るが, 層間振り角はほぼ重心を回転中心として生じることから, 図 3.35 に示すように重心の層間変形角に偏りは見られない. 0.25m/s 入力では, 弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく応答低減により, XT と比較して AZA, AZB, X でそれぞれ 39.3, 34.3, 23.8% の重心最大層間変形角の低減が見られた. 一方で, 0.50m/s 入力では, ブレース弾塑性となる層の復元力特性は, 初期重心位置を履歴中心とした bi-linear 型となることから, 重心における最大層間変形角の分布は AZA, AZB, X, XT で同等となる. 以上から, AZA, AZB においては, 回転中心となる重心点周辺においては, 通常架構の層間変形角と同等か以下であり, 内装材の損傷は問題とならないことが分かる.

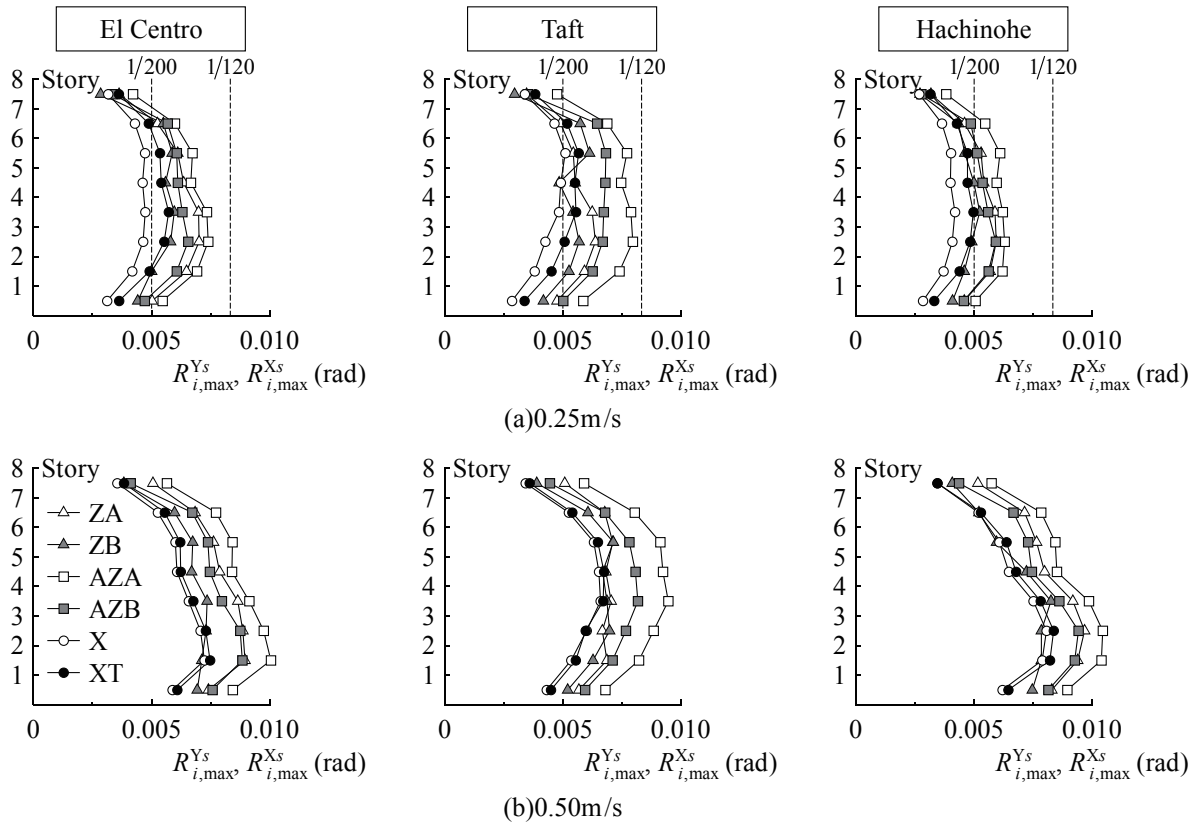


図 3.36 最大層間変形角分布

3.6.5 外周構面の最大層間変形角

図 3.36 には Y_s , X_s 構面のうち、最大の層間変形角 $R_{i,max}^{Ys}$, $R_{i,max}^{Xs}$ を示す。(a) より、0.25m/s 入力時の最大層間変形角は、概ね $X < XT \approx ZB < ZA \approx AZB < AZA$ の大小関係にある。

通常架構の XT においても層間変形角 $1/200\text{rad}$ を超える場合があり、更に、ZA, AZA の層間変形角は漸増変形によって XT よりも大きくなるが、いずれも内外装材が層間変形に追従できることを前提して緩和した制限値 $1/120\text{rad}$ 以内に収まっている。ただし、ZB, AZB とすれば ZA, AZA と比べ層間変形角を抑制することが可能である。このように、弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく応答低減に加え、ブレース配置を工夫し層間変形の連成を利用することで、ZB のように XT とほぼ同等となる場合もある。

また、図 3.36(b) より、0.50m/s 入力時には弾性ひずみエネルギー蓄積による応答低減に期待できないため、 $R_{i,max}^{Ys}$, $R_{i,max}^{Xs}$ の大小関係は $X \approx XT < ZB < ZA \approx AZB < AZA$ となる。

3.6.6 地震後残留層間変形角

図 3.37 には、 Y_s , X_s 構面のうち、最大の残留層間変形角 $R_{i,r}^{Ys}$, $R_{i,r}^{Xs}$ を示す。Z, AZ の場合には、3.2.2 項の簡易評価法に従い計算した漸増変形に基づく残留層間変形角 (表 3.9) も併せて示す。ただし、ZA, AZA の場合には K_{fs} , K_{oi} を用いて残留層間変形の評価を行う。

0.50m/s 入力では、各ブレース架構ともに最上層ではブレースが降伏しておらず、また下層部分で主架構が僅かに塑性化していた。これらに起因して、ZA, AZA では最上層および下層部分で計算値との対応がやや悪いケースもあるが、全体的に良く対応している。更に、ZB, AZB から、層間変形の連成を考慮した地震後残留層間変形角の評価値は、工学的に十分な精度で解析結果と対応することが分かる。

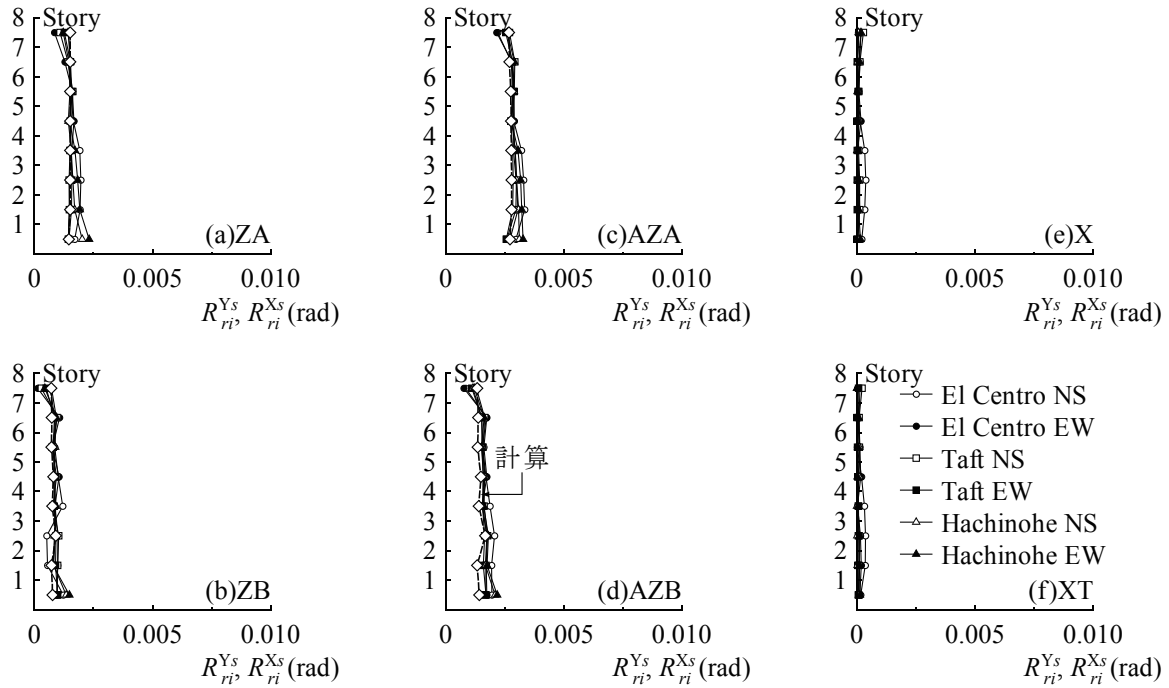


図 3.37 残留層間変形角分布

3.6.7 楔の貫入量

本解析では、 δ_b^{limit}/l_b が 5% の楔形状を想定している。解析結果から得られた 0.50m/s 入力に必要な δ_b/l_b は 2.75% であり、いずれも NC ブレースの保有性能以内であることを確認している。

3.6.8 多層架構において推奨する Z 型 NC ブレース配置

Z 型 NC ブレースを全層同一方向配置した ZA, AZA と 2 層毎に交互に配置した ZB, AZB を比較すると、 $W_{ei,max}$ が少ない ZB, AZB の方が弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果は僅かに小さくなる傾向が見られたものの、両者の地震応答低減効果はほぼ同等であった。更に、ZB, AZB では、層間変形、または層間振り角の一方方向漸増方向が 2 層毎に交互となるため、架構の相対変位を通常架構と同程度に抑制できるとともに、層間変形の連成を利用して ZA, AZA と比べて各層の最大層間変形角、残留層間変形角を抑制することができる。以上から、多層 Z 型 NC ブレース架構におけるブレース配置は、ZB, AZB を基本とすべきである。

3.7 まとめ

本章では、まず多層 Z 型および非対称 Z 型 NC ブレース架構の漸増変形機構、基本的応答性状を明らかにすることを目的として、ブレース降伏耐力、層毎のブレース配置を実験変数とし、正弦波入力による 2 層 1 スパン架構の振動台実験を実施した。更に、数値解析による多層 Z 型 NC ブレース架構、非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答再現性を検証することを目的に、振動台実験結果を数値解析により追跡した。最後に、多層 NC ブレース架構の地震応答性状を明らかにすることを目的に、ブレース配置、入力地震動を変数に設定して、事務所ビルを想定した実大 8 層 3 スパン架構の数値解析を行い、Z 型、非対称 Z 型、X 型 NC ブレース架構の耐震性能をそれぞれ比較、検討した。更に、多層架構の漸増変形に基づく地震後残留層間変形を簡易に評価する手法を示した。振動台実験および数値解析より得られた知見は、以下のようにまとめることができる。

○振動台実験結果より

- 1) Z 型 NC ブレースを配置した各層において、Z 型は層間変形が一方向漸増する漸増変形特性を、非対称 Z 型は層毎のブレース負担水平力の重心回り振りモーメント M_T の単調増加により層間振り角が一方向漸増する漸増変形特性を生じる。
- 2) 漸増変形、漸増振り変形の方法は層毎のブレース配置方向により変化する。一方、各層の絶対加速度応答は層毎のブレース配置方向の影響を受けないとともに、Z 型、非対称 Z 型ではほぼ等しくなる。
- 3) ブレース配置を層毎で交互とした試験体は、Z 型においては各層の相対変位、非対称 Z 型においては各層の相対振り角の相殺により、ブレース配置を各層で同一方向とした試験体と比較して、試験体頂部の相対変位、相対振り角を抑制することができる。
- 4) ブレース降伏耐力の大きな試験体ほど各層の残留層間変形、残留振り角は大きくなる。本実験のように作用する層せん断力が正負でほぼ等しい場合の Z 型 NC ブレース架構の残留層間変形は式 (3.3) の δ_{ei}^* により、また非対称 Z 型 NC ブレース架構の残留層間振り角は式 (3.6) の ϕ_{yi} により評価できる。
- 5) NC ブレースが降伏した層においては、Z 型、非対称 Z 型いずれも bi-linear 型復元力特性に近似できる復元力特性を示す。
- 6) 数値解析により、2 層 Z 型 NC ブレース架構および非対称 Z 型 NC ブレース架構の実験挙動を良好に追跡することが可能である。

○実大架構の数値解析結果より

- 7) 多層 NC ブレース架構における地震層せん断力係数 C_i 分布の形状は、ブレース配置によらずほぼ等しくなる。また、弾性、弾塑性時ともに A_i 分布に基づいて C_i を評価できる。
- 8) Z 型、非対称 Z 型において Z 型 NC ブレース配置を 2 層毎に交互とした場合、2 層毎の相対変位を相殺することで、外周構面の相対変位領域を鋼材ダンパー架構（ブレース降伏軸力の 50% を初期張力として導入した X 型）と同等とできる。また、層間変形の連成により、全層同一方向配置する場合と比較して最大層間変形角、残留層間変形角を抑制することができる。
- 9) Z 型、非対称 Z 型、X 型 NC ブレース架構は、各層の弾性ひずみエネルギー蓄積により地震応答低減効果を発揮し、鋼材ダンパー架構と比較して弾性時における各層の絶対加速度応答、相対速度応答、また非対称 Z 型と X 型においては重心の最大層間変形角を低減することができる。この低減効果の大小関係は、最大弾性ひずみエネルギー蓄積量 $W_{ei,max}$ の大小関係と概ね合致し、弾性ひずみエネルギー蓄積の大きいブレース配置ほど高い地震応答低減効果が期待できる。
- 10) ブレース弾塑性時において、Z 型、非対称 Z 型、X 型 NC ブレース架構の各層における最大絶対加速度、

最大相対速度，また非対称Z型とX型の各層重心における最大層間変形角は，鋼材ダンパー架構とほぼ等しくなる．

- 11) 本論で示した計算手法による，層間変形の連成を考慮したブレース弾塑性振動後の残留層間変形の評価値は，工学的に十分な精度で解析結果と対応する．

第4章

エネルギーの釣合に基づく

1層 NC ブレース架構の地震応答予測

4.1 はじめに

第2章，第3章の振動台実験，実大架構の数値解析により，各 NC ブレース架構が有する耐震性能はかなり明らかになったと言える．特に，前章の実大8層3スパン架構の数値解析で得られた知見により，本研究の目的とする，中小地震時には弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減に，大地震時には NC ブレースの塑性ひずみエネルギー消費による地震応答低減に期待した耐震設計法が，中低層建築物に適用可能であることを示すことができた．

しかしながら，NC ブレース架構の利点を活用した設計を行う上では，通常架構との比較において以下の事項について総合的に判断する必要がある．

- (1) 弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減効果
- (2) 漸増変形に基づいて生じる最大層間変形
- (3) 漸増変形に基づいて生じる地震後残留変形

すなわち，(1)~(3)を設計段階で把握しておくことが必要不可欠である．実務設計を考える上では，詳細な数値解析によらず構造物の最大応答を予測することが重要となるが，弾性範囲において構造物応答が一方方向漸増する性能，また，弾性ひずみエネルギーの蓄積により地震応答を低減する性能を有したシステムは，本研究の NC ブレース架構を除いて存在しないため，既往の地震応答予測手法を本システムに適用した場合，現象を考慮できず予測精度に影響することは明らかである．そのため，NC ブレース架構の耐震設計法を構築するに当たっては，これらの現象を反映させた地震応答予測手法を提案する必要がある．一方，NC ブレース架構はブレースが弾塑性となる層において bi-linear 型の復元力特性を示すことから，鋼材ダンパー架構と同等のエネルギー消費性能を有することが明らかとなっているが，弾塑性時におけるブレースのエネルギー消費量を既往手法に基づいて評価できるかについても確認が必要である．

ところで，地震応答予測手法の代表的なものの一つとして，エネルギーの釣合に基づく手法が挙げられる．エネルギーの釣合に基づいて地震応答を予測するという手法の概念は 1950 年代に Housner⁶⁷⁾ によって提唱され，その後，秋山⁶⁸⁻⁷⁰⁾ により多くの数値解析結果に基づいて有用性が検証され，耐震設計法として大きな発展を遂げている．現在，エネルギーの釣合に基づく地震応答予測は，本研究が対象としている鋼材ダンパー架構だけでなく，種々の構造の累積塑性変形や最大変形を求める有力な手法として位置付けられており，多くの研究者によって精力的に研究が行われている^(例えば 71)~75)．

本章では，NC ブレース架構の地震応答予測に関する基礎的研究として，Z 型 NC ブレースによる層間変形の一方方向漸増および弾性ひずみエネルギー蓄積を考慮したエネルギーの釣合に基づく 1 層架構の地震応答

予測手法を構築し、数値解析結果との比較によりその予測精度を検証すること、既往手法に基づきNCブレースのエネルギー消費量を評価できるか検討を行うことを目的とする。

弾性時には最大絶対加速度、最大層間変形、漸増変形による残留層間変形が、弾塑性時にはブレース累積塑性変形倍率、漸増変形による残留層間変形が、それぞれ予測対象であり、第2章の実大1層架構の数値解析結果を用いて予測精度を検証する。

4.2 NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積に関する補足

第2章では、非対称Z型NCブレース架構の地震応答低減機構を解明するとともに、各NCブレース架構においてx,y両方向のブレース降伏後に蓄積される最大の弾性ひずみエネルギーを明らかにした。本節では、地震応答予測手法を構築するに当たり、上記の地震応答低減機構に基づき非対称Z型NCブレース架構のエネルギー蓄積の考え方を整理するとともに、各NCブレース架構における弾性最大応答と弾性ひずみエネルギー蓄積量の関係を明らかにする。

4.2.1 非対称Z型NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積と地震応答低減の関係

非対称Z型NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積の概念を図4.1に示す。適当な繰り返し荷重によってブレース負担水平力の振りモーメント M_T が降伏振りモーメント M_{Ty} に到達するまでの過程は、ブレース系負担水平力 Q_b と層間変形 δ 関係上において、図4.1(a)のように模式的に示される。(a)のA,B,C,DとA',B',C',D'はそれぞれ、 Q_b の絶対値が等しく逆符号の点であり、未経験の水平力領域(O→A,A'→B',B→C,C'→D')では片構面ブレースのみが抵抗して M_T が増加し、既に経験した最大水平力以下の領域(A→A',B'→B,C→C',D'→D)では両構面ブレースが抵抗して M_T が保持されるため、それぞれの領域では剛性が異なっている。図中の K_{be} は剛性偏心を考慮した重心でのブレース系剛性であり、x,y方向同時入力の場合には次式で定義される。

$$K_{be} = \frac{1}{\frac{1}{K_f + \frac{1}{2}K_b} + \frac{e^2}{K'_{\theta e}}} - K_f \tag{4.1}$$

ここで、 e ：片構面ブレース抵抗時における偏心距離、 $K'_{\theta e}$ ：片構面ブレース抵抗時における剛心回り振り剛性である⁷⁶⁾。

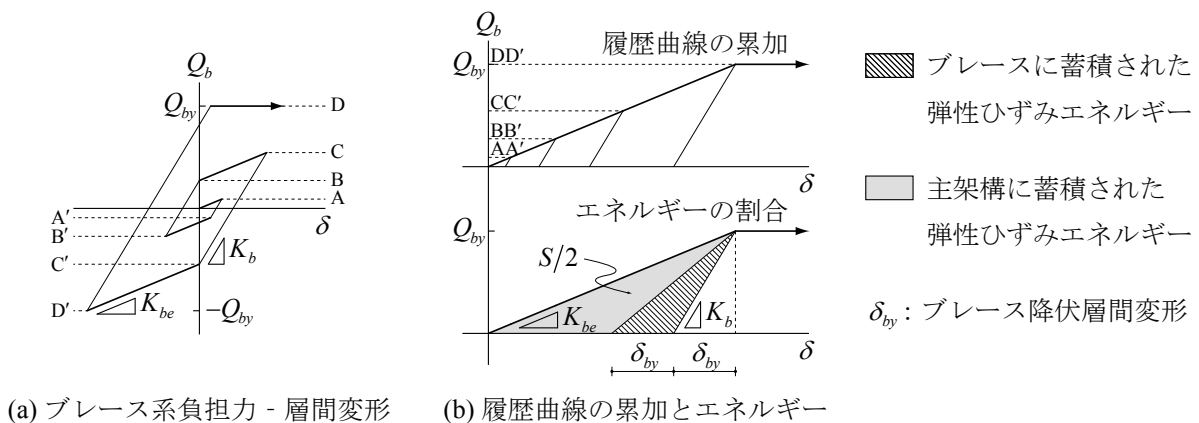


図4.1 非対称Z型NCブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積の概念

2.6.1 項にて考察したように、ブレース降伏までに Q_b - δ 関係の描く履歴面積が弾性ひずみエネルギー蓄積量となるが、このままでは主架構とブレースの割合を明確にすることは難しい。そこで、(b)のように水平力零点から次の水平力零点までの半サイクル履歴を一方向に累加する。履歴面積の累加により描かれる三角形のうち、ブレース降伏層間変形 δ_{by} を底辺とし、 Q_{by} を高さとした部分的な三角形の面積がブレースに蓄積された弾性ひずみエネルギー、残りの面積が主架構に蓄積された弾性ひずみエネルギーとなる。

x, y 方向における三角形全体の面積 S は次式で計算できる。

$$S = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_{by}^2 l^2}{K_\theta} + \frac{Q_{by}^2}{K_b} \quad (4.2)$$

式(4.2)の値は、式(2.21)の M_T 到達までに M_T が振り角 θ にした仕事と、式(2.22)の各 NC ブレースが $Q_{by}/2$ を負担したときの弾性ひずみエネルギーの和に等しい。2.6.1 項で述べた復元力特性の履歴面積を弾性ひずみエネルギー蓄積量で近似できることに対して、理論的な証明を与えることができる。

なお、X型も非対称Z型と同様の概念によって弾性時に履歴面積が生じるため、図4.1と類似の図により説明することができる。ただし、弾性時におけるX型の剛性低下は、全ブレースのうち半数のブレース剛性が失われることによって生じるため、ブレース系の剛性は全ブレース抵抗時 K_b の半分 $K_b/2$ となる。

4.2.2 弾性最大応答と弾性ひずみエネルギー蓄積量の関係

地震動により1層Z型、非対称Z型、X型 NC ブレース架構に各々最大層せん断力 $m\alpha_{\max}$ (質量 m と最大絶対加速度 α_{\max} の積とする)が生じたとする。この地震動終了後の応力状態と荷重変形関係を図4.2に示す。ただし、(c)、(e)の非対称Z型およびX型の荷重変形関係は、図4.1に基づき履歴曲線を一方向に累加している。以下、Z型、非対称Z型、X型の記号には、必要に応じて右肩にそれぞれ「Z」、「AZ」、「X」と付けて区別する。

まず、(a)、(b)のZ型の場合から述べる。Z型の場合には、正負等しい最大層せん断力 $m\alpha_{\max}$ が作用した状態を考える。 $m\alpha_{\max}$ 作用後においては、その復元力特性からも明らかのように、水平力零点で各ブレースには $\beta m\alpha_{\max}/2$ の水平力が残留するため、弾性ひずみエネルギー蓄積量 W_e は α_{\max} と対応付けて次式で表すことができる。

$$W_e^Z = \frac{1}{2} (\beta m \alpha_{\max}^Z)^2 \left(\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_b} \right) \quad (4.3)$$

続いて、(c)、(e)の非対称Z型の場合には、簡単のため剛性偏心によって生じるブレース負担水平力の増分を無視して考えれば、ブレース系は $m\alpha_{\max}$ に対応した最大水平力 $\beta m\alpha_{\max}$ を負担する。 $m\alpha_{\max}$ 作用後の水平力零点においては、主架構の復元力を無視すれば、各ブレースには $\beta m\alpha_{\max}/2$ の水平力が残留することから、 W_e は次式で表せる。

$$W_e^{AZ} = \frac{1}{2} (\beta m \alpha_{\max}^{AZ})^2 \left(\frac{l^2}{4K_\theta} + \frac{1}{K_b} \right) \quad (4.4)$$

最後に、(e)、(f)のX型の場合には、 $m\alpha_{\max}$ 作用後に水平力零点まで除荷すれば、非対称Z型同様に主架構の復元力を無視する場合には、各ブレースに $\beta m\alpha_{\max}/4$ の水平力が残留する。従って W_e は次式となる。

$$W_e^X = \frac{1}{2} \cdot \frac{(\beta m \alpha_{\max}^X)^2}{K_b} \quad (4.5)$$

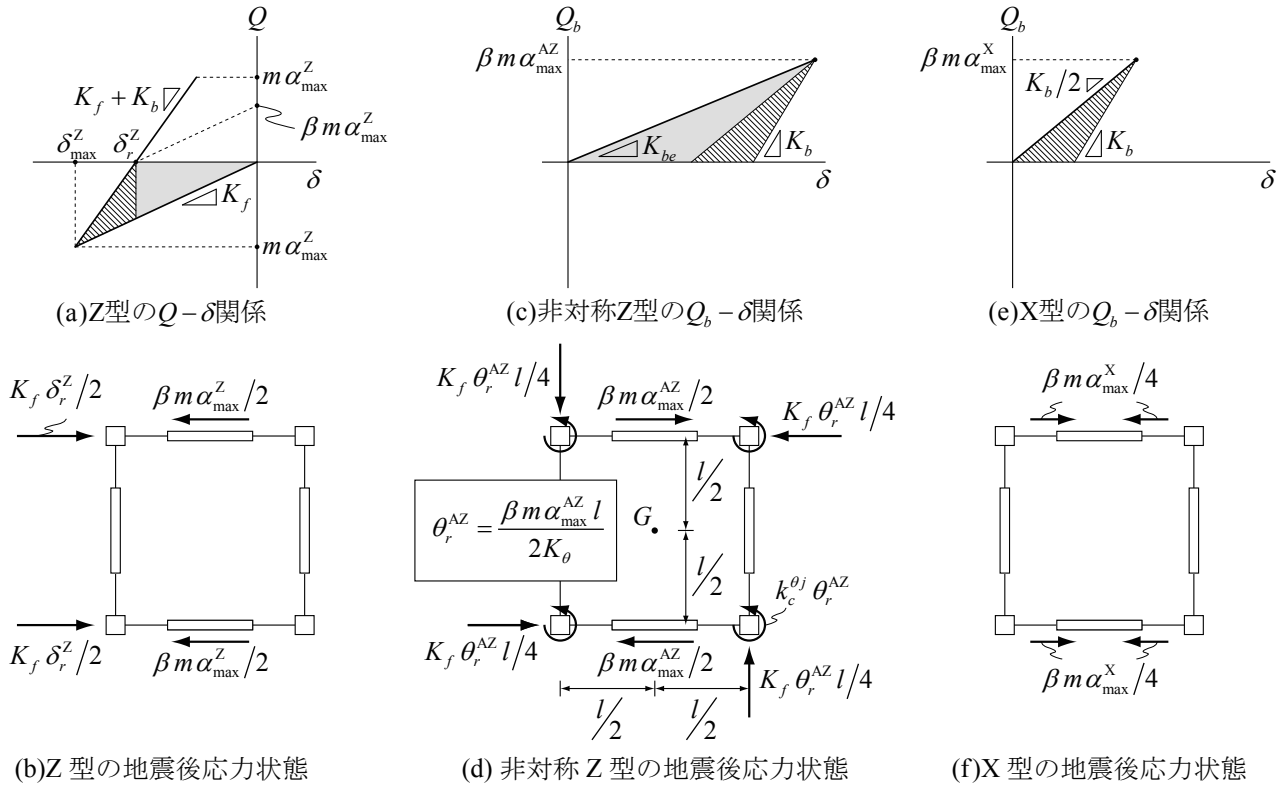


図 4.2 非対称 Z 型 NC ブレース架構の弾性ひずみエネルギー蓄積の概念

4.3 NC ブレース架構の地震応答予測手法

4.3.1 弾性地震応答予測手法

エネルギーの釣合の概念に基づく，変形の一方向漸増ならびに弾性ひずみエネルギー蓄積を考慮した NC ブレース架構の弾性地震応答予測手法を以下に構築する．

○エネルギーの釣合式

NC ブレース架構弾性振動時における一方向のひずみエネルギー時刻歴の模式図を図 4.3 に示す．図中に示す E_{dm} は小川ら⁷⁴⁾が定義した損傷に寄与する地震入力エネルギーで，ひずみエネルギーの最大応答値に相当する量である．4.2.2 項で述べたように，弾性ひずみエネルギー蓄積量は作用した最大層せん断力に依存する量であり，これに除荷で解放されるひずみエネルギーの最大値を加えたものが E_{dm} に等しくなるという関係が成立する．従って，各 NC ブレース架構における E_{dm} 発生時刻のエネルギーの釣合は次式で表せる．

$$E_{dm}^Z = \frac{1}{2} \cdot \frac{(m\alpha_{max}^Z)^2}{K_f + K_b} + \frac{1}{2} (\beta m \alpha_{max}^Z)^2 \left(\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_b} \right) \tag{4.6.a}$$

$$E_{dm}^{AZ} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(m\alpha_{max}^{AZ})^2}{K_f + K_b} + \frac{1}{2} (\beta m \alpha_{max}^{AZ})^2 \left(\frac{l^2}{4K_\theta} + \frac{1}{K_b} \right) \tag{4.6.b}$$

$$E_{dm}^X = \frac{1}{2} \cdot \frac{(m\alpha_{max}^X)^2}{K_f + K_b} + \frac{1}{2} \cdot \frac{(\beta m \alpha_{max}^X)^2}{K_b} \tag{4.6.c}$$

図 4.2 から分かるように，NC ブレース架構の除荷剛性は常に $K_f + K_b$ となるので，除荷で解放されるひずみエネルギーの最大値は，各 NC ブレース架構に共通して式 (4.6) 右辺第 1 項で計算できる．また，第 2 項は式 (4.3), (4.4), (4.5) による弾性ひずみエネルギー蓄積量である．

もちろん，地震終了時におけるひずみエネルギーを用いることで，除荷により解放されるひずみエネルギー

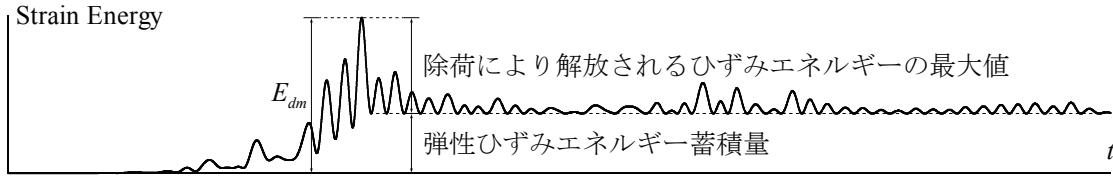


図 4.3 NC ブレース架構における一方向のひずみエネルギー時刻歴の模式図

を考慮せず弾性地震応答を予測することも可能だが、提案手法の方が予測精度が高くなることを確認している。

○最大絶対加速度の予測

式 (4.6) を α_{\max} について展開すれば次式を得る。

$$\alpha_{\max}^Z = \frac{1}{\sqrt{1+\beta\left(1+\frac{K_b}{K_f}\right)}} \omega_0 V_{dm}^Z \quad (4.7.a)$$

$$\alpha_{\max}^{AZ} = \frac{1}{\sqrt{1+\beta\left(1+\frac{K_b l^2}{4K_\theta}\right)}} \omega_0 V_{dm}^{AZ} \quad (4.7.b)$$

$$\alpha_{\max}^X = \frac{1}{\sqrt{1+\beta}} \omega_0 V_{dm}^X \quad (4.7.c)$$

ここに、 ω_0 : K_f+K_b に対応した固有円振動数 (K_f+K_b に対応する固有周期は T_0 とする) である。 V_{dm} は E_{dm} の速度換算値であり、次式で表される。

$$V_{dm} = \sqrt{\frac{2E_{dm}}{m}} \quad (4.8)$$

本提案手法の妥当性を検証するために、実際の数値解析で得られた V_{dm} を用いて式 (4.7.a)~(4.7.c) でそれぞれの α_{\max} を計算し、解析結果と比較したところ、解析結果に対する予測結果の比の平均値 (標準偏差) は Z 型で 0.862 (0.095), 非対称 Z 型で 1.037 (0.069), X 型で 0.989 (0.014) となった。Z 型の場合には、4.4.2 項で後述の理由により予測精度がやや低いものの、4.2.2 項の関係を用いればエネルギーと最大応答とを良好に対応付けることができると言える。従って、 α_{\max} の予測精度は、 V_{dm} の推定に大きく左右されることとなる。実際の応答予測は、4.4.1 項で後述するように、まず地震入力エネルギー E_i の速度換算値 V_E を計算し、続いて V_E から V_{dm} を求め、 α_{\max} の予測を行う。

○最大層間変形の予測

最大層間変形 δ_{\max} は、式 (4.7) の α_{\max} を用いて次式で予測する。

$$\delta_{\max}^Z = \frac{m \alpha_{\max}^Z}{K_f} \quad (4.9.a)$$

$$\delta_{\max}^{AZ} = S_d(T_0, h) + \frac{\beta m \bar{\alpha}_{\max}^{AZ} l^2}{2K_\theta} \quad (4.9.b)$$

$$\delta_{\max}^X = S_d(T_0, h) \quad (4.9.c)$$

ここで、 $\bar{\alpha}_{\max}$: x, y 方向最大絶対加速度の平均値である。Z 型の δ_{\max} は図 4.2(a) に示すブレース圧縮方向の最大層間変形、非対称 Z 型の δ_{\max} は重心層間変形と漸増振り変形による外周構面層間変形の和である。非対称 Z 型と X 型の重心層間変形は、1 層架構の場合、第 2 章の図 2.43(a) にて示したように通常架構 (XT) と大

差ないので、変位応答スペクトル $S_d(T_0, h)$ で予測する。

○地震後残留層間変形の予測

漸増変形によりZ型の重心、非対称Z型の外周構面に残留する層間変形は、各NCブレースに $\beta m \alpha_{\max} / 2$ が残留した図4.2(b), (d)のような応力状態からそれぞれ以下の式で計算できる。

$$\delta_r^Z = \frac{\beta m \alpha_{\max}^Z}{K_f} \quad (4.10.a)$$

$$\delta_r^{AZ} = \frac{\beta m \bar{\alpha}_{\max}^{AZ} l^2}{2K_\theta} \quad (4.10.b)$$

なお、X型は図4.2(f)からも分かるように、各ブレースに残留する水平力がほぼ等しくなるため、地震後において主架構に残留する変形は極めて小さい。従って、その残留層間変形は予測の対象外とする。

4.3.2 弾塑性地震応答予測手法

エネルギーの釣合に基づいてブレースの平均累積塑性変形倍率を、また漸増変形による残留層間変形を予測する。なお、Z型および非対称Z型の最大層間変形は、既往の研究で提案されている bi-linear 型復元力特性を有する系の最大層間変形と漸増変形による残留層間変形の和をとることで予測可能であると考えており、本研究での応答予測の対象外とする。

本論では、損傷に寄与する地震入力エネルギー E_D ^{68,69)} を地震動終了時における塑性ひずみエネルギーと弾性ひずみエネルギー蓄積量の和と定義する。

$$E_D = W_{bp} + W_{fe} + W_{be} \quad (4.11)$$

ここに、 W_{bp} ：ブレースの累積塑性ひずみエネルギーである。式(4.11)より、 E_D から弾性ひずみエネルギー蓄積量 W_{fe} , W_{be} をそれぞれ差し引いたものが W_{bp} となるが、本論ではブレースの損傷を安全側に予測することを目的として W_{fe} , W_{be} を無視する。

ブレース単体 (X型は同一方向ブレース2本の合計) の平均累積塑性変形倍率は、 $W_{bp} / 2$ をブレース単体使用時の降伏水平力 Q_{by} と降伏層間変形 $2\delta_{by}$ で除した次式で表すことができる。

$$\bar{\eta}_b = \frac{1}{4} \cdot \frac{W_{bp}}{Q_{by} \delta_{by}} \quad (4.12)$$

○地震後残留層間変形の予測

また、ブレース降伏後の残留層間変形の予測にはそれぞれ式(4.13.a), (4.13.b)を用いる。

$$\delta_r^Z = \frac{Q_{by}}{K_f} \quad (4.13.a)$$

$$\delta_r^{AZ} = \frac{Q_{by} l^2}{2K_\theta} \quad (4.13.b)$$

4.4 地震応答予測結果と数値解析結果の比較

4.4.1 地震入力エネルギーの予測

地震応答予測を行うに当たり、本項ではまず、具体的な V_E , V_{dm} および E_D の速度換算値 V_D の求め方を示す。

○弾性時の入力エネルギーの予測

弾性地震応答予測に用いる V_E は、剛性低下による周期変動を考慮してエネルギースペクトルから求める。ただし、サイクル毎に弾性ひずみエネルギー蓄積を開始する水平力が異なる等、NCブレース架構の非線形

挙動には不確定要素が多いので、周期の変動幅を決定する際に必要な最大周期 T_{\max} を一意的に定めることは難しい。そこで、本論では以下に述べる仮定に従って1サイクル当たり存在する剛性低下の割合を求め、 T_{\max} を決定する。

(1) 次式で定義する地動加速度二乗累積値の無次元化時刻歴が5~95%となる時間を実効地震継続時間 t_e と

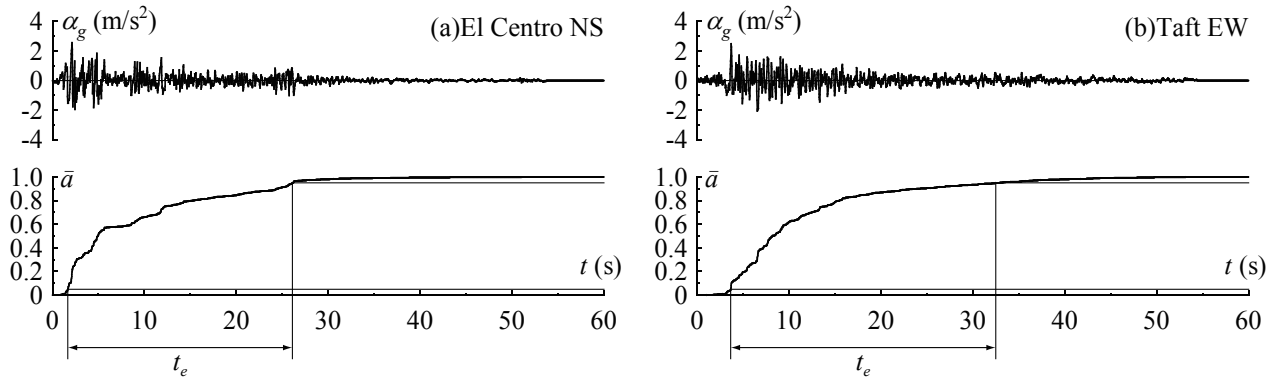


図 4.4 地動加速度二乗累積値の無次元化時刻歴

する⁷⁾ (図 4.4 参照)。

$$\bar{a} = \frac{\int_0^t \alpha_g^2 dt}{\int_0^{t_g} \alpha_g^2 dt} \tag{4.14}$$

ここに、 t_g : 地震継続時間である。

(2) 実効地震継続時間 t_e の中で、サイクル毎に剛性低下が存在する割合を求める。

(3) そのうち最大の値を1サイクルにおける剛性低下の割合 r とする。

ここで、地震継続時間 t_g でなく実効地震継続時間 t_e を考える理由としては、構造物へのエネルギー入力にほとんど寄与しない小振幅時の影響を排除するためである。上記(1)~(3)に従い、0.25m/s 入力において Z, AZ, X について算出した r を図 4.5 に示す。

図 4.5 に示すように Z, AZ, X の r の平均値はそれぞれ 0.246, 0.188, 0.181 であり、概ね 1/5~1/4 サイクル程度の剛性低下が存在することが分かる。従って、図 4.6 に示すように、1/4 サイクル相当の剛性低下

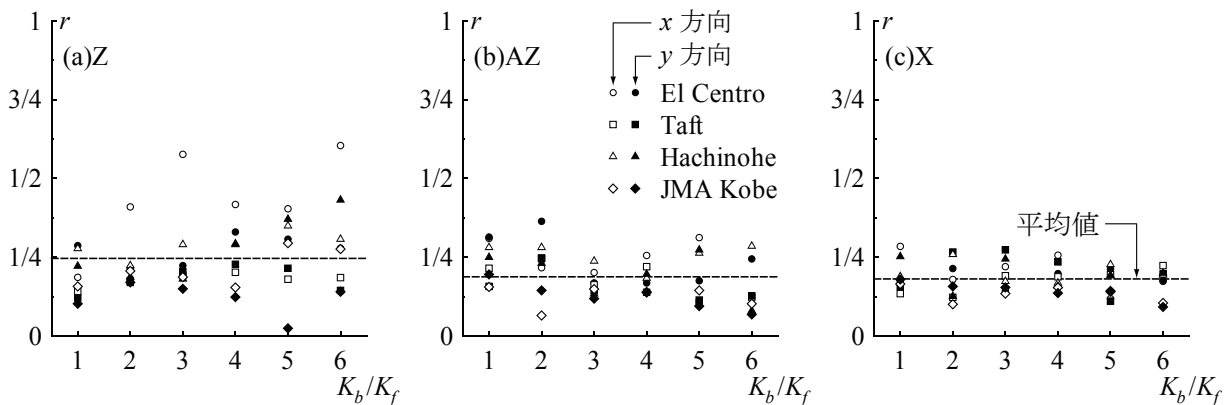


図 4.5 1サイクル当たりの剛性低下の割合

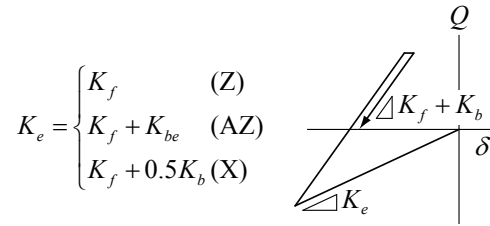


図4.6 弾性時最大周期の仮定

($r=0.250$)を仮定しておけば T_{\max} を概ね評価できると判断した。

すなわち、弾性時の T_{\max} を次式で仮定する。

$$T_{\max} = \frac{3}{4}T_0 + \frac{1}{4}T_e \tag{4.15}$$

ここに、

$$T_e = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_e}} \tag{4.16}$$

である。各々の K_e の定義は図4.6を参照されたい。

V_E は T_0 から T_{\max} までの周期領域でエネルギースペクトルを平滑化して求められる。

$$\bar{V}_E = \frac{1}{T_{\max} - T_0} \int_{T_0}^{T_{\max}} V_E(T, 0.02) dT \tag{4.17}$$

V_E を V_{dm} と対応付けるために、2.5節の実大1層架構の数値解析モデルにおいて、 h_1 を0.02, 0.05, 0.10と変化させて0.25m/s入力における両者の対応を図4.7のように求めた。ただし、これらの V_E, V_{dm} は x, y 方向

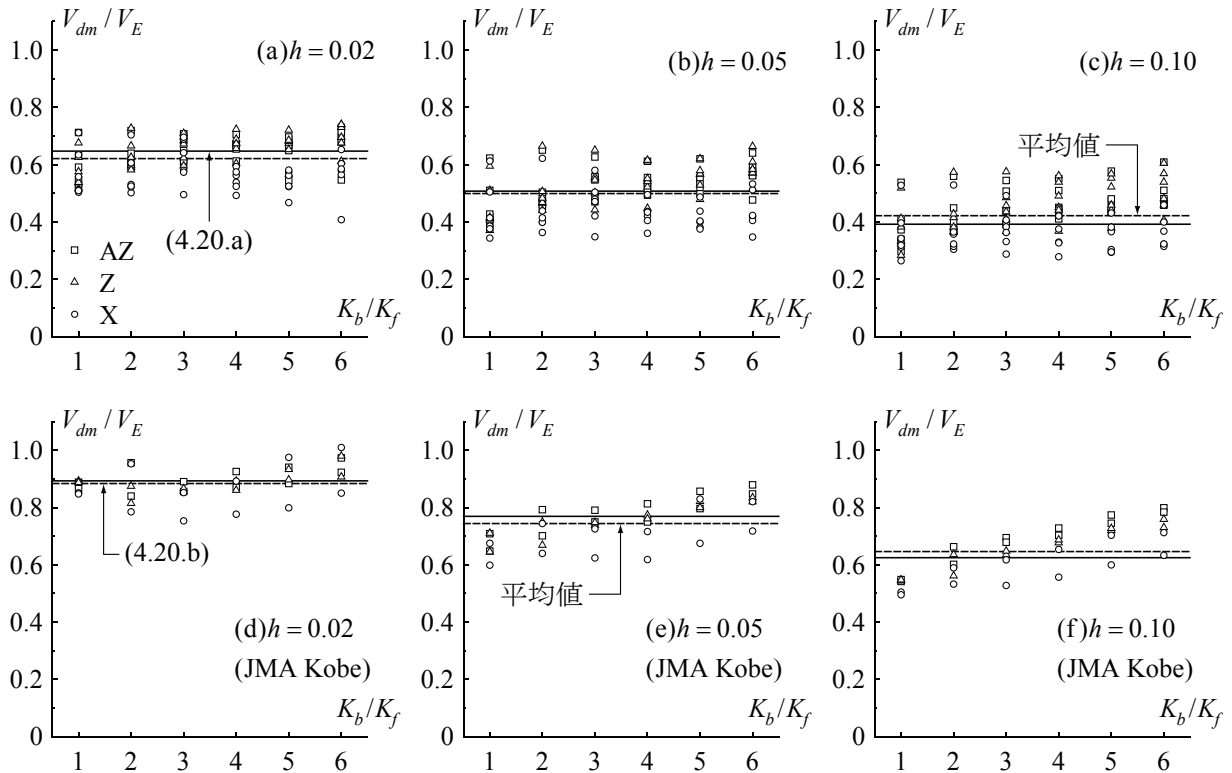


図4.7 V_{dm} と V_E の対応 (0.25m/s)

において各々以下の式で求めたエネルギーを速度換算した値とする.

$$E_{ix} = -\int_0^t \{\dot{x}\}^T [M] \{1\} \alpha_{gx} dt, \quad E_{iy} = -\int_0^t \{\dot{y}\}^T [M] \{1\} \alpha_{gy} dt \quad (4.18.a, b)$$

$$E_{dm,x} = \int_0^t \{\dot{x}\}^T \{Q(x)\} dt \Big|_{\max}, \quad E_{dm,y} = \int_0^t \{\dot{y}\}^T \{Q(y)\} dt \Big|_{\max} \quad (4.19.a, b)$$

ここに, E_{ix}, E_{iy} : x, y 方向の地震入力エネルギー, $E_{dm,x}, E_{dm,y}$: x, y 方向の損傷に寄与する地震入力エネルギー, α_{gx}, α_{gy} : x, y 方向の地動加速度, $\{1\}$: 式 (4.18.a) にあつては x 方向成分が, 式 (4.18.b) にあつては y 方向成分が 1 でそれ以外の要素が全て 0 のベクトル, $\{x\}, \{y\}$: x, y 方向変位ベクトルである.

なお, 直下型地震動は地震入力エネルギーに対する 1 サイクルで入力されるエネルギーの割合が大きくなるのが指摘されており⁷⁸⁾, JMA Kobe の場合にはこの影響で V_E に対する V_{dm} が大きめとなったため, El Centro, Taft, Hachinohe とは別に示している.

減衰の関数と考えた場合, 平均的な V_{dm} の値は次式となる.

$$V_{dm} = \frac{1}{1+6h+3\sqrt{h}} V_E \quad (\text{El Centro, Taft, Hachinohe の場合}) \quad (4.20.a)$$

$$V_{dm} = \frac{1}{1+6h} V_E \quad (\text{JMA Kobe の場合}) \quad (4.20.b)$$

○弾塑性時の入力エネルギーの予測

弾塑性時の V_E もエネルギースペクトルを式 (4.17) で平滑化して求める. ただし, 弾塑性時の T_{\max} は次式による⁶⁸⁾.

$$T_{\max} = \left(1 + \frac{\Delta\eta_{\max}}{8}\right) T_0 \quad (4.21)$$

ここで, $\Delta\eta_{\max}$: 図 4.8 に示す塑性変形倍率の最大値であり解析結果を用いる. ただし, 図 4.8(a) に示すように, Z 型の場合には δ_c^* を履歴中心とした bi-linear 型履歴と見なすことで, 負の荷重領域において生じたブレー

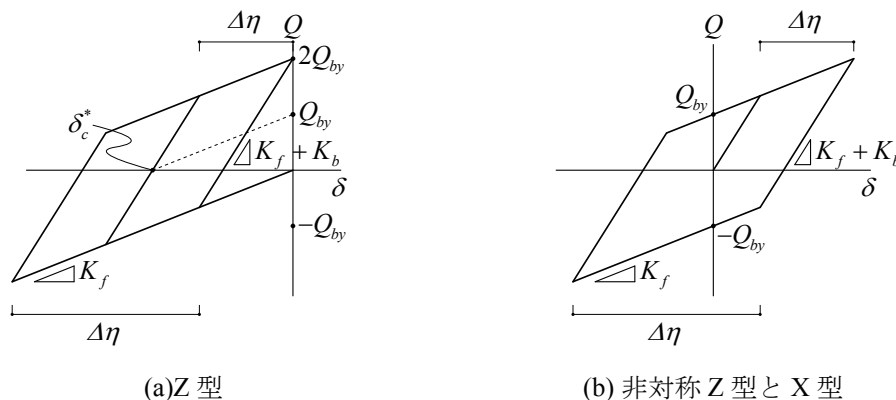


図 4.8 塑性変形倍率の定義

ス負担水平力消失後の変形も $\Delta\eta$ として扱う.

V_E から V_D への変換は次式による^{68), 69)}.

$$V_D = \frac{1}{1+3h+1.2\sqrt{h}} V_E \quad (4.22)$$

○地震入力エネルギーの予測精度

V_E の解析値に対する予測値の比は、0.25m/s 入力の 144 ケースで平均値 0.99, 標準偏差 0.13, 0.50m/s 入力ではブレースが塑性化した 227 ケースで平均値 1.00, 標準偏差 0.16 であった。

4.4.2 弾性地震応答予測

図 4.9 に Z, AZ, X の最大絶対加速度 α_{max} の予測を示す。縦軸が予測値, 横軸が解析値であり, 各々の記号右肩に予測値は「pred」, 解析値は「ana」と付けて両者を区別している。また, $\pm 10\%$ の直線も併せて示している。図 4.9 より, JMA Kobe は高めの K_b/K_f で V_E を小さめに予測する傾向にあったため, 予測が解析を下回るものもあるが, AZ, X の最大絶対加速度は, 解析と比較して概ね $\pm 10\%$ 以内の精度, あるいは $+10\%$ 以上で安全側に予測できている。一方で, Z は他 2 つと比べて予測が -10% の直線を下回るものが多い傾向にある。これは, 図 4.10 に示すように, 正負で最大層せん断力が異なる場合, E_{dm} が最大絶対加速度と対応しないことに起因する。そこで, 式 (10.a) に係数を乗じて簡易な修正を施すことを試みる。図 4.9(a) のデータにおいて, 解析結果に対する予測結果の誤差の二乗和が最小となる式 (4.7.a) の係数を求めたところ 1.06 が得られた。この数値を 1.1 倍に繰り上げて修正した予測結果と解析結果の対応を図 4.11 に示す。この場合, 上述した V_E を過小評価する場合や正負の絶対加速度の偏りが大きい場合を除いて, Z の予測精度は AZ, X とほぼ同等となる。ただし, 上記係数は限られた範囲の解析結果から決定した値であり, 今後検討していく必要がある。以上から, $\omega_0^2 S_d(T_0, h)$ で与えられる XT の最大絶対加速度に対して, Z, AZ, X の最大絶対加速

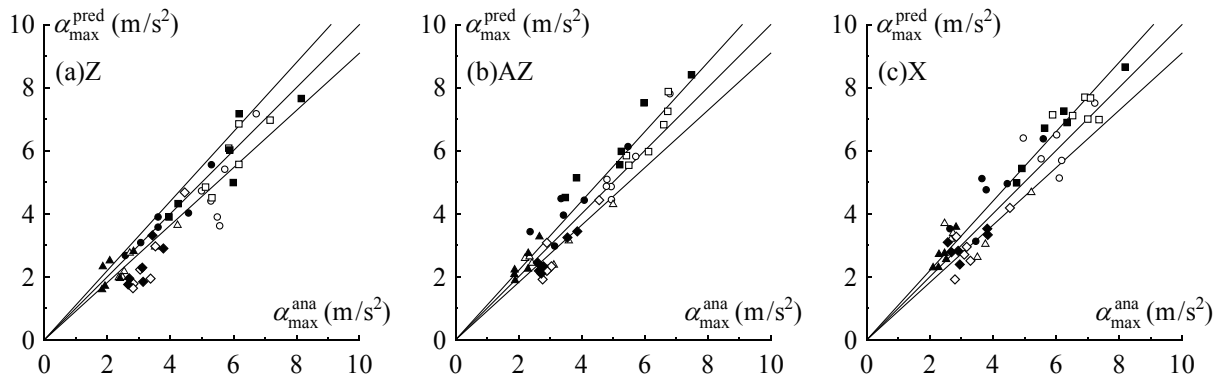


図 4.9 最大絶対加速度の予測 (0.25m/s)

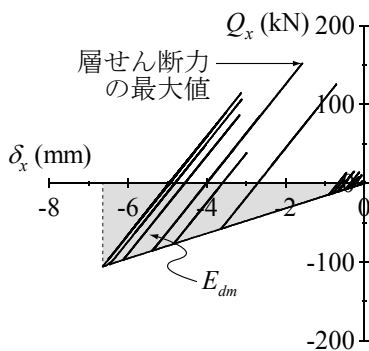


図 4.10 Z型の予測精度低下の理由 ($K_b/K_f=3$, JMA Kobe, 0.25m/s)

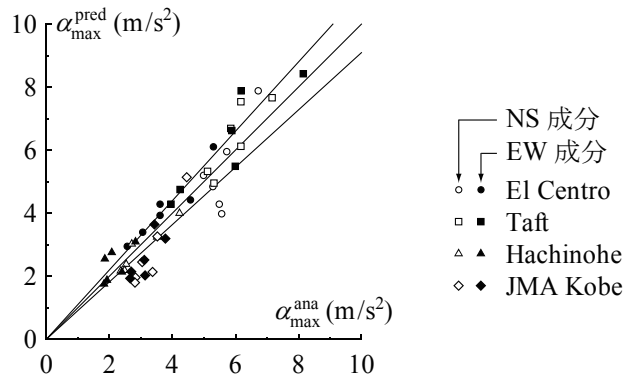


図 4.11 最大絶対加速度の予測の修正 (Z)

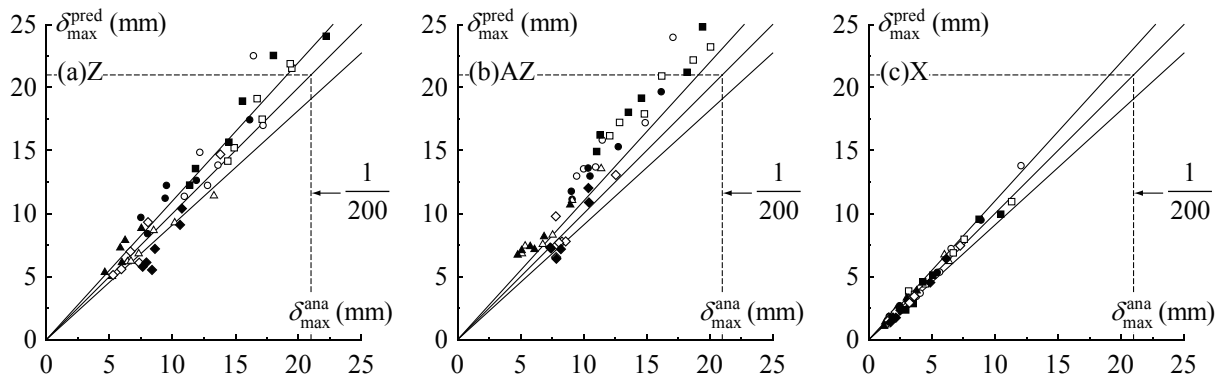


図 4.12 最大層間変形の予測 (0.25m/s)

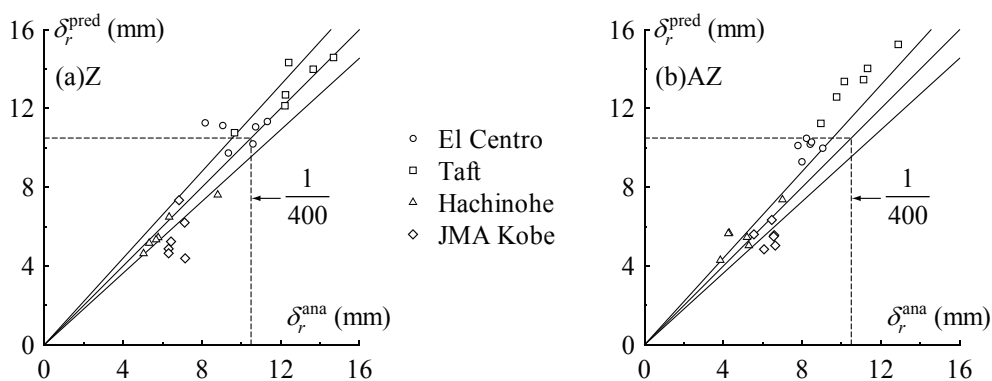


図 4.13 残留層間変形の予測 (0.25m/s)

度が弾性ひずみエネルギー蓄積でどの程度低減されるかを、数値解析によらず概ね予測することが可能である。

図 4.12 には Z, AZ, X の最大層間変形 δ_{\max} の予測を示す。図 4.12 を見ると、Z, X は比較的精度良く対応しているが、AZ の予測結果は全体的に +10% の直線を上回るものが多い。これは、片構面ブレース抵抗時の剛性偏心によって生じる剛心回りの捩り変形がブレース負担水平力の上昇を抑制し、最大層せん断力が正負で偏る場合には、ブレース残留水平力が仮定値 $\beta m \alpha_{\max} / 2$ よりも小さくなることに起因する。

図 4.13 には Yi, Xi 構面のうち最も大きい残留層間変形 δ_r を示す。図 4.13 より、AZ の予測値は図 4.12 と同様の理由で解析値よりやや大きくなる。一方、Z では JMA Kobe の V_E が小さめで予測が -10% の直線を下回るものを除き、予測値と解析値は良く対応している。

4.4.3 弾塑性地震応答予測

弾塑性地震応答予測は、0.50m/s 入力でブレースが降伏したケースについて行う。

図 4.14 には、ブレース単体の平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_b$ を $\pm 20\%$ の直線と併せて示す。ただし、解析結果で値が 1 以下のものは無損傷と見なして除去した。図 4.14 より、解析と比較して -20% を下回る予測となったケースもあるが、ほとんどのケースで $\pm 20\%$ 以内の精度、あるいは +20% 以上であることが分かる。ブレースの平均塑性変形倍率が 1 を超える 134 ケースにおいて、解析値に対する予測値の比の平均値（標準偏差）は 1.266 (0.111) となった。以上から、ブレースの損傷を解析結果と比較して概ね安全に予測できている。

また、図 4.15 には 2.6.3 項の図 2.44 に示した Yi, Xi 構面のうち最大の残留層間変形を、Z, AZ 毎の予測精

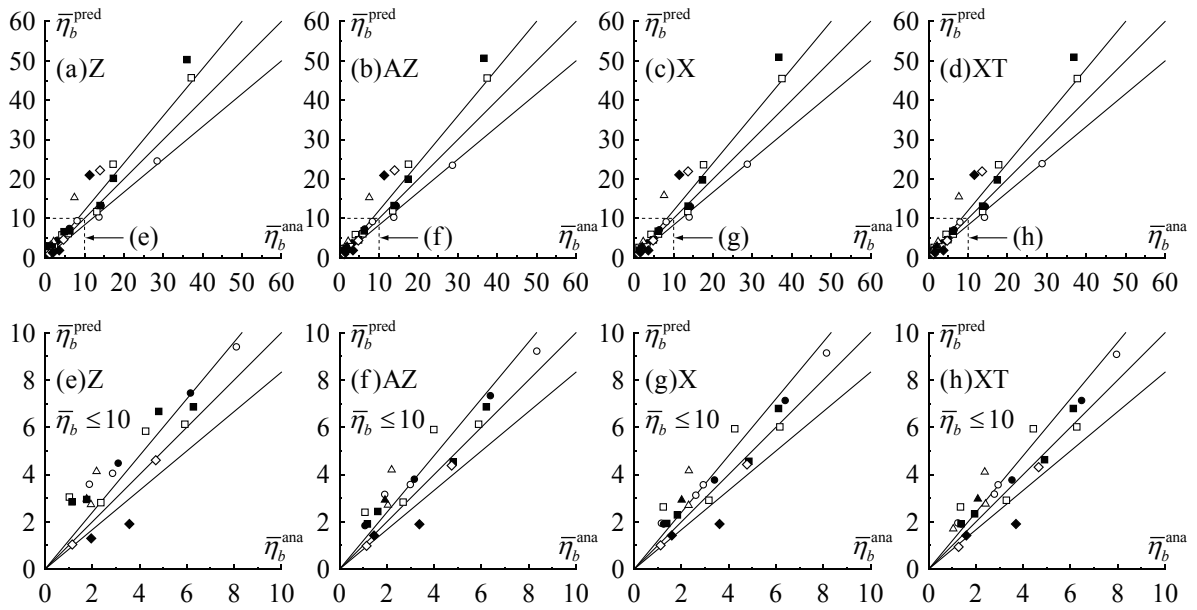


図 4.14 ブレースの平均累積塑性変形倍の予測 (0.50m/s)

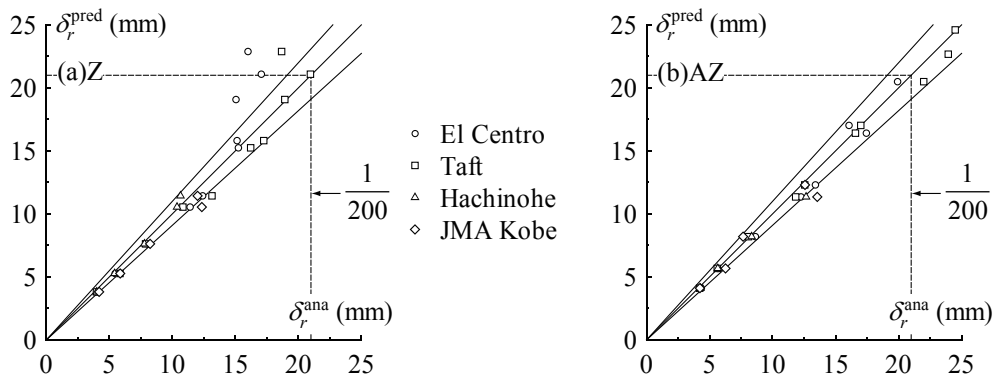


図 4.15 残留層間変形の予測 (0.50m/s)

度を検証するため再掲する. AZ の場合, x, y 両方向でブレース降伏しておらず解析値が小さくなった K_b/K_f の高いケースを除いて, Z, AZ いずれも高い精度で予測できている.

4.5 まとめ

本論では、1層 NC ブレース架構の弾性地震応答予測手法を構築し、第2章の実大1層 Z型、非対称 Z型、X型 NC ブレース架構の数値解析結果を用いて地震応答予測手法の精度検証を行った。更に、既往の地震応答予測手法に基づく NC ブレースの損傷評価を行った。得られた知見は以下のようにまとめられる。

- 1) 1層 Z型、非対称 Z型、X型 NC ブレース架構の一方向漸増変形および弾性ひずみエネルギー蓄積を考慮した、エネルギーの釣合に基づく地震応答予測手法を構築した。
- 2) Z型、非対称 Z型、X型 NC ブレース架構におけるブレース負担水平力消失による剛性低下に起因した周期変動を考慮して、エネルギースペクトルより地震入力エネルギーの速度換算値 V_E を求める手法を示した。更に、 V_E と損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} を対応付ける式 (4.20) を提案した。
- 3) エネルギーの釣合に基づく (1) の提案手法を用いれば、 V_E を過小評価した場合や正負の偏りが大きくなる場合の Z型の絶対加速度を除き、解析と比較して各種応答を概ね $\pm 10\%$ 以内の精度、あるいは $+10\%$ 以上で安全側に予測可能である。最大絶対加速度が弾性ひずみエネルギー蓄積でどの程度低減されるかを、数値解析によらず予測することができる。
- 4) エネルギーの釣合に基づき、NC ブレースの累積塑性変形倍率を解析結果と比較して概ね安全に予測可能である。

第5章 結 論

本論では、端部に楔デバイスを有する NC ブレースを配置した、Z 型 NC ブレース架構および非対称 Z 型 NC ブレース架構の基本的性能を明らかにするため振動台実験を行うとともに、数値解析による応答再現性を検討するため実験結果を数値解析により追跡した。また、実大架構の数値解析で Z 型、非対称 Z 型、X 型 NC ブレース架構と鋼材ダンパー架構との比較を行い、地震応答性状を明らかにするとともに各ブレース架構の耐震性能について議論した。更に、各 NC ブレース架構の地震応答を予測する手法を提案し、耐震設計法の基礎理論を構築した。以下に、本論の各章において得られた知見を示す。

第 1 章においては、本研究を行うに至った背景を示すとともに、従来の鋼材ダンパー架構、地震応答低減システムにおける研究知見と問題点について示した。

第 2 章においては、まず 1 層 Z 型および非対称 Z 型 NC ブレース架構の漸増変形機構、基本的応答性状を明らかにし、弾塑性復元力特性を確認することを目的として、ブレース降伏耐力、ブレース初期張力の有無、ブレース配置を実験変数として設定し、漸増変形性状を詳細に検討することを目的に加速度振幅を調整した正弦波を入力する 1 層 1 スパン架構の振動台実験を実施した。更に、数値解析による Z 型 NC ブレース架構、非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答再現性を検証することを目的に、振動台実験結果を数値解析により追跡した。最後に、Z 型、非対称 Z 型、X 型 NC ブレース架構の地震応答性状を明らかにすることを目的に、ブレース剛性比、ブレース降伏応力度、入力地震動を変数とした実大 1 層架構の数値解析を実施し、各ブレース架構の耐震性能について比較、検討を行った。振動台実験および数値解析より得られた知見は、以下のようにまとめることができる。

- 1) Z 型および非対称 Z 型 NC ブレース架構の絶対加速度応答は、弾性時、弾塑性時ともに両者ほぼ同等となる。
- 2) 振動時において、Z 型 NC ブレース架構は層間変形が一方向漸増する漸増変形特性を、非対称 Z 型 NC ブレース架構はブレース負担水平力の重心回り振りモーメント M_T が単調増加することによって重心を回転中心として振り角が一方向漸増する漸増振り変形を生じる。
- 3) ブレース降伏耐力の大きな試験体ほど振動後に残留する残留層間変形、残留振り角は大きくなる。本実験のように作用する層せん断力が正負でほぼ等しい場合の Z 型 NC ブレース架構の残留層間変形は式 (2.9) の δ_c^* により、また非対称 Z 型 NC ブレース架構の残留振り角は式 (2.13) の θ_r により評価できる。
- 4) ブレース弾塑性時にはブレース系が完全弾塑性型の復元力特性を示すことにより、Z 型 NC ブレース架構、非対称 Z 型 NC ブレース架構はいずれも bi-linear 型に近似できる復元力特性を示す。ブレース弾塑性時

に主架構を弾性に留めておけば、NC ブレースが効率良く地震入力エネルギーを消費する鋼材ダンパー架構として機能する。

- 5) 数値解析により、Z型 NC ブレース架構および非対称 Z型 NC ブレース架構の実験挙動をいずれも良好な精度で追跡することができる。

○実大架構の数値解析結果より

- 6) Z型、非対称 Z型、X型 NC ブレース架構は、主架構またはブレース系への弾性ひずみエネルギーの蓄積に基づいて地震応答低減効果を発揮し、鋼材ダンパー架構（ブレース降伏軸力の 50% を初期張力として導入した X型）と比較して弾性時の絶対加速度応答、相対速度応答を低減することができる。この低減効果は、概ね X型 < Z型 ≈ 非対称 Z型の大小関係にあり、ある一定の入力下においてはブレース剛性比 K_b/K_f が高く弾性ひずみエネルギー蓄積量が多いほど顕著になる。
- 7) 弾塑性時には、Z型は式(2.9)で計算される δ_c^* を履歴中心とした bi-linear 型の履歴を、非対称 Z型および X型は原点を履歴中心とした bi-linear 型の履歴を描き、そのひずみエネルギー消費性能は鋼材ダンパー架構と同等となる。このため、各 NC ブレース架構は鋼材ダンパー架構と同等の最大絶対加速度、最大相対速度、履歴中心からの最大変形の低減効果を発揮する。
- 8) 非対称 Z型の重心、X型の最大層間変形は弾性時、弾塑性時それぞれで鋼材ダンパー架構とほぼ同等になる。また、1層 1スパン架構の場合、Z型および非対称 Z型の最大層間変形、漸増変形に基づく地震後残留層間変形は弾性時、弾塑性時それぞれで同等となる。更に、地震動入力によるブレース弾塑性振動後の残留変形は、非対称 Z型で x, y 両方向のブレースが降伏しておらず M_{fy} に到達していないものを除き、Z型および非対称 Z型ともに式(2.9)により良好に評価できる。
- 9) 非対称 Z型、X型の地震応答低減効果は、いずれもブレース負担水平力の消失によって剛性低下を生じる bi-linear 型復元力特性の履歴減衰として評価することができる。

第3章においては、まず多層 Z型および非対称 Z型 NC ブレース架構の漸増変形機構、基本的応答性状、弾塑性復元力特性を明らかにすることを目的として、ブレース降伏耐力、層毎のブレース配置を実験変数とし、正弦波入力による 2層 1スパン架構の振動台実験を実施した。更に、数値解析による多層 Z型 NC ブレース架構、非対称 Z型 NC ブレース架構の応答再現性を検証することを目的に、振動台実験結果を数値解析により追跡した。最後に、多層 NC ブレース架構の地震応答性状を明らかにすることを目的に、ブレース配置、入力地震動を変数に設定して、事務所ビルを想定した実大 8層 3スパン架構の数値解析を行い、Z型、非対称 Z型、X型 NC ブレース架構の耐震性能をそれぞれ比較、検討した。更に、多層架構の漸増変形に基づく地震後残留層間変形を簡易に評価する手法を示した。振動台実験および数値解析より得られた知見は、以下のようにまとめることができる。

○振動台実験結果より

- 1) Z型 NC ブレースを配置した各層において、Z型は層間変形が一方向漸増する漸増変形特性を、非対称 Z型は層毎のブレース負担水平力の重心回り振りモーメント M_n の単調増加により層間振り角が一方向漸増する漸増変形特性を生じる。
- 2) 漸増変形、漸増振り変形の方法は層毎のブレース配置方向により変化する。一方、各層の絶対加速度応答は層毎のブレース配置方向の影響を受けないとともに、Z型、非対称 Z型でほぼ等しくなる。
- 3) ブレース配置を層毎で交互とした試験体は、Z型においては各層の相対変位、非対称 Z型においては各層の相対振り角の相殺により、ブレース配置を各層で同一方向とした試験体と比較して、試験体頂部の相対変位、相対振り角を抑制することができる。

- 4) ブレース降伏耐力の大きな試験体ほど各層の残留層間変形，残留振り角は大きくなる．本実験のように作用する層せん断力が正負でほぼ等しい場合の Z 型 NC ブレース架構の残留層間変形は式 (3.3) の δ_{ci}^* により，また非対称 Z 型 NC ブレース架構の残留層間振り角は式 (3.6) の ϕ_{yi} により評価できる．
- 5) NC ブレースが降伏した層においては，Z 型，非対称 Z 型いずれも bi-linear 型復元力特性に近似できる復元力特性を示す．
- 6) 数値解析により，2 層 Z 型 NC ブレース架構および非対称 Z 型 NC ブレース架構の実験挙動を良好に追跡することが可能である．

○実大架構の数値解析結果より

- 7) 多層 NC ブレース架構における地震層せん断力係数 C_i 分布の形状は，ブレース配置によらずほぼ等しくなる．また，弾性，弾塑性時ともに A_i 分布に基づいて C_i を評価できる．
- 8) Z 型，非対称 Z 型において Z 型 NC ブレース配置を 2 層毎に交互とした場合，2 層毎の相対変位を相殺することで，外周構面の相対変位領域を鋼材ダンパー架構（ブレース降伏軸力の 50% を初期張力として導入した X 型）と同等とできる．また，層間変形の連成により，全層同一方向配置する場合と比較して最大層間変形角，残留層間変形角を抑制することができる．
- 9) Z 型，非対称 Z 型，X 型 NC ブレース架構は，各層の弾性ひずみエネルギー蓄積により地震応答低減効果を発揮し，鋼材ダンパー架構と比較して弾性時における各層の絶対加速度応答，相対速度応答，また非対称 Z 型と X 型においては重心の最大層間変形角を低減することができる．この低減効果の大小関係は，最大弾性ひずみエネルギー蓄積量 $W_{ei,max}$ の大小関係と概ね合致し，弾性ひずみエネルギー蓄積の大きいブレース配置ほど高い地震応答低減効果が期待できる．
- 10) ブレース弾塑性時において，Z 型，非対称 Z 型，X 型 NC ブレース架構の各層における最大絶対加速度，最大相対速度，また非対称 Z 型と X 型の各層重心における最大層間変形角は，鋼材ダンパー架構とほぼ等しくなる．
- 11) 本論で示した計算手法による，層間変形の連成を考慮したブレース弾塑性振動後の残留層間変形の評価値は，工学的に十分な精度で解析結果と対応する．

第 4 章においては，1 層 NC ブレース架構の弾性地震応答予測手法を構築し，第 2 章の実大 1 層 Z 型，非対称 Z 型，X 型 NC ブレース架構の数値解析結果を用いて地震応答予測手法の精度検証を行った．更に，既往の地震応答予測手法に基づく NC ブレースの損傷評価を行った．得られた知見は以下のようにまとめられる．

- 1) 1 層 Z 型，非対称 Z 型，X 型 NC ブレース架構の一方方向漸増変形および弾性ひずみエネルギー蓄積を考慮した，エネルギーの釣合に基づく地震応答予測手法を構築した．
- 2) Z 型，非対称 Z 型，X 型 NC ブレース架構におけるブレース負担水平力消失による剛性低下に起因した周期変動を考慮して，エネルギースペクトルより地震入力エネルギーの速度換算値 V_E を求める手法を示した．更に， V_E と損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} を対応付ける式 (4.20) を提案した．
- 3) エネルギーの釣合に基づく (1) の提案手法を用いれば， V_E を過小評価した場合や正負の偏りが大きくなる場合の Z 型の絶対加速度を除き，解析と比較して各種応答を概ね $\pm 10\%$ 以内の精度，あるいは $+10\%$ 以上で安全側に予測可能である．最大絶対加速度が弾性ひずみエネルギー蓄積でどの程度低減されるかを，数値解析によらず予測することができる．
- 4) エネルギーの釣合に基づき，NC ブレースの累積塑性変形倍率を解析結果と比較して概ね安全に予測可能である．

以上の研究知見から、本論の総括を行う。

本論で提案する Z 型、非対称 Z 型、X 型 NC ブレース架構は、いずれも弾性ひずみエネルギー蓄積性能を有するとともに、NC ブレースの塑性化により bi-linear 型の復元力特性を示すことが明らかになった。また、Z 型 NC ブレースを全層同一方向に配置した場合には、各層の層間変形が一方向に漸増することで、架構の変位領域も一方向に大きく偏ることが問題となるが、各層の Z 型 NC ブレースを交互に配置する工夫を行うことで、架構の変位領域を鋼材ダンパー架構と同等とできるとともに、層間変形および残留層間変形の増大を極力抑制した設計が可能となることが明らかになった。

従って、従来の鋼材ダンパー架構と比較して、弾性時には絶対加速度、相対速度、重心の層間変形等を低減でき、弾塑性時には同等の地震入力エネルギー消費性能および地震応答低減効果が期待でき、更に架構の変位領域は通常架構と同等であるため、発生頻度が比較的高い中小地震動に対して大きな優位性を有していると言える。ただし、このような利点を活用した耐震設計を行う上では、弾性ひずみエネルギー蓄積による地震応答低減効果や一方向漸増変形を考慮した層間変形角等を適切に評価した上で、総合的な判断を行う必要がある。本論で提案したエネルギーの釣合に基づく手法により、上記のような耐震設計法の構築が可能であると思われる。

更に、NC ブレース架構は、地震後における維持管理や補修を以下のように容易に行うことができる。

- (1) 地震動によって蓄積した弾性ひずみエネルギーを、NC ブレース端部のナットやターンバックルを緩めることで解放する。
- (2) 楔の接触面において摩擦面処理を行う。
- (3) NC ブレースの損傷が大きくなった場合、丸鋼ブレース材を交換するとともに、楔デバイスを再度設置する。ブレースの損傷は、楔貫入量を測定することにより容易に把握できるので、適切な時期にブレースを交換することが可能である。

このように、弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減システムには、従来の鋼材の塑性変形等により地震応答を低減するシステムのように繰り返し使用に対する制限がないこと、部材の大規模な補修や交換を必要としないことに関しても優位性を有している。

最後に、本研究の今後の課題、展望について述べる。

本論では、一方向漸増変形および弾性ひずみエネルギー蓄積を考慮した、エネルギーの釣合に基づく 1 層 NC ブレース架構の地震応答予測手法を構築したが、今後、中低層建築物を対象とした NC ブレース架構の耐震設計法を構築していくためには、上記エネルギーの釣合に基づく NC ブレース架構の地震応答予測手法を、多層架構の場合に拡張する必要がある。

また、従来の耐震構造では、梁や柱端部に塑性ヒンジを形成し、またはブレース等に降伏要素を限定して地震入力エネルギー消費を図る設計が行われているが、局部座屈の発生による塑性ヒンジの性能劣化、溶接接合部の破断、地震後における継続使用が問題となるとともに、塑性化した降伏要素の交換が必要となる。本論では、弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減を、発生頻度が比較的高い中小地震動に限定しているが、極めて稀に発生する大地震動に対しても弾性ひずみエネルギー蓄積に基づく地震応答低減が可能であれば、より合理的な耐震構造を実現できるものと考えられる。そのためには、柱および梁から構成される主架構を高強度鋼により製作するとともに、NC ブレースに高強度の鋼材を用いることで、通常の構造物と比較して最大弾性ひずみエネルギー蓄積量を増大させた架構を設計し、数値解析に基づく詳細な検討により、上述した実現性を検討していく必要がある。

謝 辞

本論文は、広島工業大学大学院 博士前期課程および博士後期課程の5年間を通して行った研究成果をまとめたものです。本論文を執筆することができましたのも、広島工業大学教授・高松隆夫先生に数々の研究の機会、発表の場を与えていただき、また、常日頃より懇切な御指導とご鞭撻を賜ったおかげであります。長崎大学教授・玉井宏章先生、広島工業大学助教・山西央朗先生には共同研究者として数々のご助言を賜りました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、広島工業大学教授・荒木秀夫先生、同教授・中村省三先生には、貴重なご指摘およびご意見を賜りました。心から感謝の意を表します。

研究を行うにあたり、古川技術振興財団より奨学金を受け賜りました。また、本研究の一部は、日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成事業 2011 年度一般テーマ研究「Z型ノンコンプレッションブレース架構の振れ挙動に関する振動台実験(代表者 高松隆夫教授)」の助成により実施されました。ここに、感謝の意を評します。

最後に、私が広島工業大学大学院 博士後期課程に入学してこれまで研究に専念することができたのは、これまで支えてくれた家族のおかげであります。ここに、感謝の意を表します。

2017年3月

小松真吾

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2013
- 2) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2010
- 3) 五十嵐定義，井上一朗，木林長仁，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.47-54，1972.6
- 4) 五十嵐定義，井上一朗，浅野美次，小川厚治：筋違付架構の復元力特性（その2 ダイアゴナルブレースの動的解析例），日本建築学会論文報告集，第205号，pp.37-42，1973.3
- 5) 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
- 6) 藤本盛久，和田章，白方和彦，小杉立：筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究，日本建築学会論文報告集，第209号，pp.41-51，1973.7
- 7) 辻文三：筋違付骨組の弾塑性挙動について I．筋違材および筋違付骨組に関する理論解析，日本建築学会論文報告集，第243号，pp.63-67，1976.5
- 8) 松本芳紀：筋違付骨組の弾塑性挙動について II．筋違材および筋違付骨組に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第243号，pp.67-71，1976.5
- 9) 秋山宏：筋違付骨組の弾塑性挙動について III．構造物の動的解析との関連，日本建築学会論文報告集，第243号，pp.71-72，1976.5
- 10) 坂本順，小浜芳朗：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.43-52，1976.10
- 11) 坂本順，小浜芳朗，山崎富夫：鉄骨筋かい付ラーメン架構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270号，pp.43-52，1978.8
- 12) 五十嵐定義，井上一朗，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1. 終局荷重時における筋違の水平力分担率の設定，日本建築学会論文報告集，第263号，pp.43-50，1978.1
- 13) 五十嵐定義，井上一朗，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
- 14) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化 — その1 定式化関数の誘導 —，第316号，pp.18-24，1982.6
- 15) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化 — その2 応答解析への適用 —，第320号，pp.29-35，1982.10
- 16) 井上一朗，吹田啓一郎：建築鋼構造 — その理論と設計 —，鹿島出版会，2010
- 17) 佐伯英一郎，前田泰史，中村秀司，緑川光正，和田章：実大アンボンドブレースに関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第476号，pp.149-158，1995.10
- 18) 佐伯英一郎，岩松浩一，和田章：有限要素法によるアンボンドブレースの弾塑性挙動解析と実験結果との比較，日本建築学会構造系論文集，第484号，pp.111-120，1996.6

- 19)佐伯英一郎, 前田泰史, 岩松浩一, 和田章: フレームに組み込まれたアンボンドブレースの弾塑性挙動解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 489 号, pp.95-104, 1996.11
- 20)聲高裕治, 木下智裕: 座屈拘束ブレースの構面外座屈防止設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 641 号, pp.1371-1378, 2009.7
- 21)高松隆夫: 軸組筋違の復元力特性について, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 25 巻, pp.109-11, 2002.3
- 22)Takao Takamatsu, Hiroyuki Tamai, Akihiro Komochi: Tensile connected brace with wedge device for performance-based seismic design, *Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, No. 1883, 2004.8
- 23)玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: ノンコンプレッションブレースの耐震性能向上について, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.131-138, 2005.9
- 24)Hiroyuki Tamai, Takao Takamatsu: Cyclic loading tests on a non-compression brace considering performance-based seismic design, *Journal of Constructional Steel Research*, No.61, pp.1301-1317, 2005
- 25)高松隆夫, 玉井宏章, 加藤孝昌, 小畑寛行: ノンコンプレッションブレースで補強した鋼構造骨組の復元力特性, 鋼構造年次論文報告集, 第 14 巻, pp.429-436, 2006.11
- 26)岡部政和, 高松隆夫, 玉井宏章, 古賀稔章: ノンコンプレッションブレース付架構の振動台実験 (その 1: 正弦波加振実験), 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 29 巻, pp.241-244, 2006.3
- 27)高松隆夫, 玉井宏章, 岡部政和, 古賀稔章: ノンコンプレッションブレース付鋼構造骨組の振動台実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 14 巻, pp.349-356, 2006.11
- 28)高松隆夫, 玉井宏章, 岡部政和: ノンコンプレッションブレース付鋼構造骨組の地震応答性状に関する振動台実験, 構造工学論文集, Vol. 54B, pp.707-714, 2008.3
- 29)日本建築学会: 鋼構造制振設計指針, 2014
- 30)日本建築学会: 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, 2003
- 31)荊尾友裕, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 澤田樹一郎, 松尾彰: Z 型ブレース付門型ラーメン架構の振動応答性状について, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 32 巻, 2009.3
- 32)土江葉菜子, 高松隆夫, 澤田樹一郎, 玉井宏章, 三好行則, 山西央朗, 荊尾友裕, 松尾彰: Z 型ノンコンプレッションブレース鉄骨架構に関する振動解析, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 33 巻, 2010.3
- 33)土江葉菜子, 高松隆夫, 澤田樹一郎, 玉井宏章, 山西央朗, 荊尾友裕, 松尾彰: Z 型ノンコンプレッションブレース鉄骨架構に関する振動解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, 2010.9
- 34)澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章, 松尾彰, 山西央朗, 三好行則, 荊尾友裕: 振動台実験と時刻歴応答解析による Z 型 NC ブレース付き鋼構造骨組の一方向変形漸増性能と累積塑性エネルギー吸収量評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 656 号, pp.1883-1890, 2010.10
- 35)三好行則, 高松隆夫, 玉井宏章, 荊尾友裕: 2 層 Z 型ノンコンプレッションブレース鉄骨架構の静的載荷実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 33 巻, 2010.3
- 36)荊尾友裕, 高松隆夫, 玉井宏章, 三好行則, 山西央朗, 澤田樹一郎, 松尾彰: 2 層 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動特性について, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 33 巻, 2010.3
- 37)荊尾友裕, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 土江葉菜子, 澤田樹一郎, 松尾彰: ノンコンプレッションブレースを用いた 2 層架構の変位制御に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 34 巻, 2011.3
- 38)小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: ノンコンプレッションブレース架構の振動性状に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 35 巻, pp.301-304, 2012.3

- 39)小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の数値解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.979-980, 2012.9
- 40)小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1 層非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動台実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 36 巻, pp.239-242, 2013.3
- 41)小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答低減に関する数値解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1023-1024, 2013.8
- 42)小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動台実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 20 巻, pp.447-454, 2012.11
- 43)小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答低減に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 21 巻, pp.693-700, 2013.11
- 44)笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.45-55, 2005.9
- 45)笠井和彦, 小椋崇之, 鈴木陽: 非線形粘性ダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 618 号, pp.97-104, 2007.8
- 46)笠井和彦, 小椋崇之, 鈴木陽: オイルダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 630 号, pp.1281-1288, 2008.8
- 47)笠井和彦, 湊直生, 川鍋佳史: 粘弾性ダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp.75-83, 2006.12
- 48)笠井和彦, 湊直生, 川鍋佳史: 粘弾塑性ダンパーの等価剛性調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 618 号, pp.23-31, 2007.8
- 49)聲高裕治, 矢野康, 松本圭太: 制振床を適用した 1 層鋼構造骨組の弾性地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 703 号, pp.1259-1269, 2014.9
- 50)緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直, 和田章: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp.97-104, 2003.10
- 51)小豆畑達哉, 緑川光正, 石原直: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.61-68, 2004.9
- 52)池永昌容, 長江拓也, 中島正愛, 吹田啓一郎: 残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.223-230, 2007.2
- 53)石橋亮, 山西央朗, 田川浩, 高松隆夫: 原点立上り型復元力特性を有するブレースの鋼構造物応答・残留変形低減効果, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 38 巻, pp.189-192, 2015.3
- 54)小川厚治: 履歴型ダンパー付骨組の残留変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, pp.151-158, 2001.1
- 55)聲高裕治, 井上一朗: 鋼構造強柱偏心立体骨組におけるエネルギー消費部材の必要塑性変形能力 (1 層 1 スパン耐力偏心骨組), 日本建築学会構造系論文集, 第 524 号, pp.125-132, 1999.10
- 56)山田哲, 和田智子, 薩川恵一, 前澤将男, 北村春幸, 和田章: 履歴ダンパーが耐力・剛性偏心して取り付けられた 1 層鋼構造骨組の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 590 号, pp.111-119, 2005.4
- 57)島崎大, 秋山宏: 振れを伴う 1 層構造物の最適強度分布と損傷分布, 日本建築学会構造系論文集, 第 506 号, pp.101-107, 1998.4
- 58)栗野治彦, 狩野直樹: 振れ応答を利用した制震架構に関する研究 その 1 構造のねらいと基本振動特性の評価, 日本建築学会大会学術梗概集, B-2 分冊, pp.983-984, 2012.9

- 59)狩野直樹, 栗野治彦: 振れ応答を利用した制震架構に関する研究 その2 高層建物の試設計による検証, 日本建築学会大会学術梗概集, B-2 分冊, pp.985-986, 2012.9
- 60)狩野直樹, 中井武, 栗野治彦, 金子貴司, 田上淳: 振れ応答を利用した制震架構に関する研究 その3 振動台実験 (実験計画と試験体特性), 日本建築学会大会学術梗概集, B-2 分冊, pp.899-900, 2013.9
- 61)中井武, 狩野直樹, 栗野治彦, 金子貴司, 田上淳: 振れ応答を利用した制震架構に関する研究 その4 振動台実験 (実験結果とシミュレーション解析), 日本建築学会大会学術梗概集, B-2 分冊, pp.901-902, 2013.9
- 62)大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994
- 63)日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 2004
- 64)福原安洋, 中山昭夫, 高松隆夫, 森村毅: 鋼構造 [第2版], 森北出版, 2011
- 65)日本建築技術者協会: S 建築構造の設計, オーム社, 2005
- 66)日本免震構造協会: パッシブ制振設計・施工マニュアル 第2版, 2007
- 67)G. W. Housner: Limit Design of Structures to Resist Earthquake, *Proc. of 1st WCEE*, Berkeley, California, pp.5.1-5.13, 1956.6
- 68)秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
- 69)加藤勉, 秋山宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第235号, pp.9-18, 1975.9
- 70)高橋誠, 秋山宏: 地震時における多層骨組の最大変形とエネルギー応答, 日本建築学会構造系論文集, 第515号, pp.59-66, 1999.1
- 71)長谷川隆, 西山功, 向井昭義, 石原直, 加村久哉: エネルギーの釣合に基づく履歴型ダンパー付鉄骨造骨組の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第582号, pp.147-154, 2004.8
- 72)向出静司, 多田元英, 甲津功夫: 鋼構造ハンチ付き梁およびRBS梁の必要変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第613号, pp.129-136, 2007.3
- 73)矢野康, 聲高裕治: 鋼構造骨組における床スラブの解体性を考慮した簡易免震床構造システムの開発 その2 エネルギーの釣合に基づく1層弾性骨組の地震応答予測, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第50号, pp.269-272, 2010.5
- 74)小川厚治, 井上一朗, 中島正愛: 損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第530号, pp.177-184, 2000.4
- 75)小川厚治: 半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第532号, pp.185-192, 2000.6
- 76)柴田明徳: 最新耐震構造解析, 第2版, 森北出版, 2003
- 77)M. D. Trifunac, A. G. Brady: A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.65, No.3, pp.581-626, 1975.6
- 78)桑村仁, 伊山潤, 竹田拓也: 地震動のエネルギー入力率スペクトルの特性 — 変位一定説とエネルギー一定説の調和 —, 日本建築学会構造系論文集, 第498号, pp.37-42, 1997.8

発 表 論 文

○査読付論文

- 1) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動台実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 20 巻, pp.447-454, 2012.11
- 2) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答低減に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 21 巻, pp.693-700, 2013.11
- 3) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1 層非対称 Z 型 NC ブレース架構の地震応答低減に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 705 号, pp.1677-1685, 2014.11
- 4) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 多層非対称 Z 型 NC ブレース架構の地震応答低減に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp.1755-1762, 2015.11
- 5) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1 層 Z 型 NC ブレース架構の地震応答性状に関する研究, 鋼構造論文集, 第 22 巻, 第 88 号, pp.43-53, 2015.12
- 6) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 2 層 Z 型 NC ブレース架構の地震応答性状に関する研究, 鋼構造論文集, 第 23 巻, 第 91 号, pp.53-64, 2016.9
- 7) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: エネルギーの釣合に基づく 1 層 NC ブレース架構の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 投稿中

○口頭発表

- 1) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: ノンコンプレッションブレース架構の振動性状に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 35 巻, pp.301-304, 2012.3
- 2) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の数値解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.979-980, 2012.9
- 3) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1 層非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動台実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 36 巻, pp.239-242, 2013.3
- 4) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答低減に関する数値解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1023-1024, 2013.8
- 5) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 中山雅隆: 非対称 Z 型 NC ブレース架構の地震応答低減に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 37 巻, pp.193-196, 2014.3
- 6) 中山雅隆, 高松隆夫, 小松真吾: 非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動台実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 37 巻, pp.197-200, 2014.3
- 7) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 弾性ひずみエネルギー蓄積を利用した地震応答低減システムに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.999-1000, 2014.9

- 8) 中山雅隆, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: Z型 NC ブレース架構の一方方向変形漸増性能に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1195-1196, 2014.9
- 9) 中山雅隆, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 1層 Z型 NC ブレース鉄骨架構の地震応答解析, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 38 巻, pp.193-196, 2015.3
- 10) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 漸増振り変形状に着目した 2層非対称 Z型 NC ブレース架構の振動台実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 38 巻, pp.197-200, 2015.3
- 11) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 栗原将平: 多層非対称 Z型 NC ブレース架構の地震応答性状に関する研究 (その 1 数値解析概要), 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 38 巻, pp.201-204, 2015.3
- 12) 栗原将平, 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 多層非対称 Z型 NC ブレース架構の地震応答性状に関する研究 (その 2 数値解析結果), 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 38 巻, pp.205-208, 2015.3
- 13) 栗原将平, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 偏心を有する非対称 Z型 NC ブレース鉄骨架構の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.259-260, 2015.9
- 14) 中山雅隆, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 漸増変形性能を有する Z型 NC ブレース架構の地震応答に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1199-1200, 2015.9
- 15) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 2層非対称 Z型 NC ブレース架構の振動台実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1261-1262, 2015.9
- 16) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 1層多スパン非対称 Z型 NC ブレース架構の数値解析, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 39 巻, pp.297-300, 2016.3
- 17) 中山雅隆, 高松隆夫, 小松真吾, 玉井宏章, 山西央朗: 2層 Z型 NC ブレース架構の振動台実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 39 巻, pp.301-304, 2016.3
- 18) 栗原将平, 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 偏心を有する非対称 Z型 NC ブレース鉄骨架構の地震応答解析, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 39 巻, pp.309-312, 2016.3
- 19) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: エネルギーの釣合に基づく Z型 NC ブレース架構の弾性地震応答予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.733-734, 2016.8
- 20) 栗原将平, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 二軸質量偏心を有する非対称 Z型 NC ブレース鉄骨架構の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.735-736, 2016.8
- 21) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: エネルギーの釣合に基づく 1層 NC ブレース架構の弾性地震応答予測, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 40 巻, pp.307-310, 2017.3
- 22) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 多層 NC ブレース架構の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 40 巻, pp.311-314, 2017.3
- 23) 小松真吾, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 栗原将平: 非対称 Z型 NC ブレース架構の静的載荷実験 (その 1 荷重偏心がない場合の実験), 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 40 巻, pp.315-318, 2017.3
- 24) 栗原将平, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 非対称 Z型 NC ブレース架構の静的載荷実験 (その 2 荷重偏心を有する場合の実験), 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 40 巻, pp.319-322, 2017.3

○学内紀要

- 1) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 1層非対称 Z 型ノンコンプレッションブレース架構の振動台実験, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 47 巻, pp.79-85, 2013.2
- 2) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 2層非対称 Z 型 NC ブレース架構の応答低減に関する研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 48 巻, pp.53-59, 2014.2
- 3) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾: 漸増振り変形状に着目した 1層非対称 Z 型 NC ブレース架構の振動台実験, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 49 巻, pp.67-73, 2015.2
- 4) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾, 中山雅隆: Z 型 NC ブレース架構の一方向漸増変形状に関する実験的研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 49 巻, pp.49-54, 2015.2
- 5) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾, 中山雅隆: 2層 Z 型 NC ブレース架構の振動台実験と数値解析, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 50 巻, pp.19-26, 2016.2
- 6) 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 小松真吾, 栗原将平: 偏心を有する非対称 Z 型 NC ブレース架構の地震応答性状, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 50 巻, pp.27-32, 2016.2
- 7) 高松隆夫, 玉井宏章, 小松真吾: 多層 NC ブレース架構の地震応答性状に関する研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 51 巻, pp.69-75, 2017.2
- 8) 高松隆夫, 玉井宏章, 小松真吾, 栗原将平: 非対称 Z 型 NC ブレース架構の静的載荷実験, 広島工業大学紀要, 研究編, 第 51 巻, pp.77-84, 2017.2