

多層骨組の最大変位応答に基づく
実用的な耐震性能設計法の構築

(Practical Performance-Based Seismic Design
Method Based on Maximum Displacement
Response of Multi-Story Frame)

古川 大志

(FURUKAWA, Taishi)

名古屋大学大学院環境学研究科 博士（工学）

2020 年

目次

第1章	はじめに	1
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	3
1.3	研究の意義	3
1.4	研究の概要	4
1.5	本論の構成	7
第2章	既往の研究	9
2.1	弾性多質点の最大変位応答評価法	9
2.2	一般的な鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法	11
2.2.1	限界耐力計算における上部構造の応答評価法	11
2.2.2	Luco らの手法	13
2.2.3	森・山中らの手法 (Inelastic Modal Predictor, IMP)	14
2.2.4	Modal Pushover Analysis (MPA)	17
2.3	履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法	19
2.3.1	Oviedo らの手法	19
2.3.2	竹内・笠井らの手法	21
2.3.3	IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法	25
2.4	弾塑性一質点系の最大変位応答評価法	29
2.4.1	エネルギー一定則	29
2.4.2	変位一定則	30
2.4.3	Nassar & Krawinkler の手法	30
2.4.4	Chopra & Chintanapakdee の手法	31
2.4.5	等価線形化手法	32
2.4.6	固有周期依存型スペクトル強さに関する研究	38
2.5	使用限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法	41

2.5.1	従来の限界状態設計法	42
2.5.2	限界状態超過確率と荷重・耐力係数設計式	43
2.5.3	荷重・耐力係数の算定法	44
2.5.4	荷重・耐力係数の略算法	49
2.5.5	最大変位応答に基づく荷重・耐力係数設計法	51
2.5.6	構造物全体としての限界状態超過確率の評価法	53
2.6	まとめ	55
第 3 章	履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法	57
3.1	はじめに	57
3.2	多層骨組部を置換した弾塑性バネの初期剛性 $f_k k_1$ の評価	57
3.3	履歴ダンパーの塑性化の影響を考慮した高次モード応答の評価	58
3.3.1	履歴ダンパーの塑性化による制振構造物の見かけ上の固有周期, 振動モー ド形の変化	58
3.3.2	履歴ダンパーの塑性化による制振構造物の見かけ上の減衰定数の変化	58
3.4	一次の MS モデル内の弾塑性バネの最大塑性率 $d\mu_{1,i}$ の簡易評価	60
3.5	Phushover 解析に用いる外力分布に関する検討	61
3.6	提案手法の応答評価手順	63
3.7	提案手法の評価精度	65
3.7.1	入力地震動および解析骨組モデル	65
3.7.2	評価精度の検討に用いる指標	69
3.7.3	解析結果	71
3.8	まとめ	78
第 4 章	固有周期依存型スペクトル強さに基づく弾塑性一質点系の最大変位応答評価法	81
4.1	はじめに	81
4.2	本研究で用いる固有周期依存型スペクトル強さ SI_μ	81
4.3	SI_μ と弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の関係	82
4.3.1	弾塑性一質点系の解析モデル	82
4.3.2	SI_μ と $S_{D,1}^I$ の関係の分析	83
4.3.3	$\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係のモデル化	88
4.4	簡易最大変位応答評価法	90

4.5	提案手法の評価精度	91
4.6	弾塑性一質点の最大応答の確率分布の評価に関する考察	106
4.7	まとめ	108
第5章	終局限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法	111
5.1	はじめに	111
5.2	IMPの荷重・耐力係数設計式への展開	111
5.3	IMPの弾塑性一次モード応答の確率分布の評価法	112
5.3.1	移動対数正規近似の一般式	114
5.3.2	IMPの弾塑性一次モード応答の移動対数正規近似	117
5.3.3	移動対数正規変数の荷重・耐力係数	118
5.4	提案手法の評価精度	118
5.4.1	等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の確率分布	118
5.4.2	解析結果	120
5.5	まとめ	126
第6章	結語	129
6.1	本論の要約	129
6.2	今後の課題	131
	謝辞	133
	参考文献	135
付録A	入力地震動について	143
A.1	個々の観測地震波記録の資料	143
A.2	観測地震波の基線補正	147
A.3	模擬地震波の作成法	150
付録B	履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法に関する解析結果	153
付録C	弾塑性一質点系の最大変位応答評価法に関する解析結果	171

第1章 はじめに

1.1 研究の背景

我が国はこれまでに幾度となく甚大な地震被害を経験し、その度に耐震設計法が発展・改良されてきた。特に 1981 年に施行された「新耐震設計法」は、我が国で初めて二段階の設計理念が導入された設計法であり、設計時に目標とする最低限の耐震性能水準を「地表面最大加速度（PGA）＝80～100 gal 程度の中地震に対して建物にほとんど損傷がなく、PGA＝300～400 gal 程度の大地震に対して建物に重大な損傷がなく崩壊しないこと」としている。この設計法に基づいて建てられた建物は、1995 年の兵庫県南部地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震等での建物被害調査から、ある程度十分な耐震性能を有していることが立証され^{1)・4)}、施行からおおよそ 40 年経つ今日においても耐震設計のベースとなっている。一方で、この設計法は、告示などで具体的に定められた仕様基準を満足しているかどうかで安全性を判断する「仕様規定型設計法」であり、建物の性能評価を直接行う形式ではないことから、建物に要求される多種多様な性能に対応して設計することが難しく汎用性に欠ける。

「自由度の高い新たな構造設計体系の構築」を大きな目的の一つとして、1998 年に建築基準法が改正され、これに伴い我が国の設計体系では、従来の仕様規定型設計法から、一定の性能さえ満たしていれば様々な材料や構造方法等を採用することができる「性能規定型設計法」への移行の道が開かれた。また 2000 年には新たな構造安全性の検証法として「限界耐力計算」^{5)・7)}が導入された。限界耐力計算は、地震時においては構造物の変形量がその損傷や安全性に直接対応することから、耐震性能を構造物の変形性能に基づき評価するものであり、従来の耐震設計で慣用されてきた静的な地震力に対して安全性を検定する方法と比較して、振動論を直接用いることで想定した地震動に対する構造物の応答をより合理的に評価することができるとされている。また高さ 60 m 以下の多層構造物ならば構造種別・構造形式によらず適用することができ、汎用性のある手法ともされている。

2005 年には限界耐力計算と同等以上の検証法として「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算等の構造計算」^{7)・8)}も施行された。これは建物に入力される地震エネルギーが安定した量であることに着目し、建物の耐震性能をそのエネルギー吸収性能で評価する方法である。この方法の特徴

としては、変形性能に優れ応答評価法も発達している鋼構造建物の設計に特に適していることや、これまでは設計時に時刻歴応答解析を必要としていた履歴ダンパーの設置された構造物（以下、単に制振構造物という）の静的設計を可能としていることが挙げられる。この検証法は、現在制振技術が高層鋼構造建物においてほぼ標準技術と言われるにまで至っていることから有用であり⁹⁾、今後のさらなる発展・展開が期待されている。

新耐震設計法や限界耐力計算法、エネルギーの釣合いに基づく耐震計算等の構造計算法では、いずれも耐震性能水準を異なる物理量で示しているものの、目標としている最低限の性能水準は共通して「大地震に対して建物に重大な損傷がなく崩壊しないこと」である。しかしながら、大地震後でさえも建物の継続使用性や財産価値の保持を望む建築主も多く¹⁰⁾、今後の設計体系の発展には建築主によって異なる様々な耐震性能水準への要求に適宜対応していくことが重要である。これを実現するためには、目標とする耐震性能水準への要求を建築主と設計者とが協議の上定め、これを満たすように設計する「性能設計法」の構築が必要不可欠であり、このことは近年の耐震工学における最重要課題の一つである。

住宅については、その耐震性能水準を表す指標に、2000年に制定された住宅の品質確保の促進等に関する法律、いわゆる「品確法」における住宅性能表示制度で定められた「耐震等級」がある^{5),11)}。建築主に耐震工学の知識があまりない場合でも耐震基準水準を耐震等級1, 2, 3という数字で簡便に指定することができることから、これは性能設計法の実用化・普及に貢献し得る。しかしながら、上級の耐震等級に用いる設計用地震動は単に耐震基準相当の係数倍として設定されているため、どの程度の性能水準が達成されているかは不明確なままである。

耐震等級に残る課題を解消しつつ「性能設計」を実現し得る有力な設計法の一つに、「信頼性理論に基づく限界状態設計法」¹²⁾⁻¹⁴⁾がある。これは、建物に将来作用する荷重やその耐力といった不確かさを確率・統計論に基づき考慮しつつ、供用期間中に建物が好ましくない状態となる確率、すなわち「限界状態超過確率」という定量的な尺度によって建物の性能水準を制御する設計法である。この設計法によれば、統計的性質の異なる地盤構造物や上部構造、さらには制振構造様式を含む新たな構造様式を採用した建物を統一的な理念のもと設計することができ、非常に汎用性の高い設計法の実現が可能となり得る。2018年度の日本建築学会大会にて構造本委員会主催で開催された研究協議会においても、不確定な未来の事象に対し確定的に性能を示すことはリスクが大きいことから「耐震性能評価尺度」は確率的な表現とすることが望ましいとされ¹⁵⁾、我が国において信頼性理論に基づく限界状態設計法の有用性が近年認知されつつある。

限界状態超過確率の算定には一般に煩雑な計算が必要となるが、これを回避する実用的な手法

として荷重・耐力係数設計法や部分係数法が提案され、欧米州諸国等の多くの国々においてはすでに規基準に採用されている^{16)・19)}。一方で、これらの規基準において定められる性能はほとんどが部材レベルであり、建物全体としての性能水準を規定するには至っておらず、未だ検討の余地は残る。この解決策として Luco ら²⁰⁾ は、建物全体の耐震性能水準を 50 年間での倒壊確率が 1 % となるように定められた想定最大地震動を設計荷重とすることで制御する方法を提案し、これが米国の設計規準の一つである ASCE7¹⁹⁾ にも採用されている。しかしながら、想定最大地震動の算定に用いた建物崩壊のフラジリティ曲線は所定の設計用地震動を用いて設計された建物群の解析結果に基づいている²⁰⁾ ため、個々の建物の特性は考慮されていない。

ここまででは「静的設計法」について述べてきたが、時刻歴応答解析を用いた「動的設計法」によっても一般的な構造物や制振構造物等を設計することができる。しかしながら、ある特定の地震動に対する応答解析結果は一つの特解に過ぎず、性能評価の際に地震の発生や地震動特性の不確定性および構造特性を反映するためには、建設地点での地震環境や地盤特性を考慮した数多くの地震波に対する応答解析が必要となり、棟数で全体の約 90% を占める²¹⁾ 静的設計法で設計可能な規模の建物の耐震性能を評価する上では実用的ではない。

1.2 研究の目的

1.1 節の内容を踏まえ、本研究の目的は、近年実施例が急速に増加している制振構造物への展開も念頭に置きつつ、まずは一般的な構造物を主な対象として、地震ハザードや地震動特性の不確定性および個々の構造物の特性を考慮しながら、構造物全体としての耐震性能を限界状態超過確率として評価する設計法の枠組みを示した上で、そこに残る課題を明らかにし（1.4 節中の (1)～(3)），その解決策を提案することにある。限界状態超過確率は想定する限界状態によりその評価方法が異なるが、本研究では構造物の耐震性能を表す限界状態超過確率を、最大変形量が定数あるいは確率変数としたある許容値を超える確率として評価することを目指す。

1.3 研究の意義

構造物の弾塑性挙動を考慮しつつ「構造物全体としての耐震性能水準を限界状態超過確率で定量的に示すこと」については耐震工学および構造信頼性工学に関わる多くの研究者がこれまでに試みてはいるが、なかなか実現に至っていない。これが可能となれば、耐震性能水準の向上、あるいは制振構造を採用したことによる費用対効果が明確となる。このことは、高い耐震性能を有する構造物を建てる動機付けとなるだけでなく、設計時における建築主と設計者との対話におい

て、耐震性能水準に関する両者の意思の疎通が円滑となる。さらに、世の中に耐震性能の高い構造物、あるいは建築主のニーズに合った耐震性能をもつ構造物が増加することでより安全な社会の構築に貢献し得る。

1.4 研究の概要

1.2 節の「研究の目的」を達成する上で必要となる弾塑性多層骨組の最大変位応答の評価手法については、これまでにいくつか提案されている。その内の一つである「限界耐力計算」における上部構造の応答評価法では、各層の変位応答を構造物と等価な弾塑性一質点系の最大変位応答に対応した Pushover 解析における各層の変位応答とすることで塑性化に伴う応答集中を考慮しており、一次モード応答が卓越するであろう短周期構造物については精度良く評価することができる²¹⁾とされている。また Luco らは多層骨組の一次モードと等価な弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ を用い、応答スペクトルによるモーダルアナリシスの適応範囲を塑性域まで拡張をすることで多層骨組の最大応答を簡易に評価する手法を提案している²²⁾。森、山中らは Luco らの手法を拡張し、 $S_{D,1}^I$ だけでなく、構造物の塑性化に伴い変化する一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ の影響をも考慮した応答評価法 (Inelastic Modal Predictor, IMP) を提案し、時刻歴応答解析結果との評価誤差が概ね 20%以内に収まることを確認している^{23),24)}。Chopra & Goel は応答スペクトルによるモーダルアナリシスを拡張し、一次モードだけでなく高次モードが塑性化に与える影響をも考慮した Modal Pushover Analysis (MPA) を提案している²⁵⁾。

上記の一般的な構造物を対象とした応答評価手法では、構造物と等価な弾塑性一質点系の復元力特性を、Bi-linear, Tri-linear 型等の復元力特性を有する一つのバネ（以下、単に弾塑性バネという）で表現しているが、同様の方法で制振構造物と等価な弾塑性一質点系の復元力特性を評価する場合、通常互いに大きく異なるダンパーと多層骨組の復元力特性を一つの弾塑性バネで表現する必要があり適切な評価が難しい。そこで笠井らは、ダンパー部と多層骨組部、それぞれの復元力特性を二つの弾塑性バネで表現した等価弾塑性一質点系（以下、2S モデルという）を作成し、その最大応答を等価線形化手法に基づき評価する手法を提案している²⁶⁾⁻²⁸⁾。また、2S モデルを用いた制振構造物の最大応答評価法についてはほかにもいくつか提案されている^{29),30)}。しかしながら、2S モデルではダンパー部の復元力特性をまとめて一つの Bi-linear 型復元力特性としていることから、すべてのダンパーが同時に降伏することを暗に仮定しているのに対し、そのような剛性分布は入力地震動の特性に大きく依存するため、2S モデルの妥当性・汎用性には疑問が残る。そこで Kang & Mori は制振構造物の復元力特性を二つの弾塑性バネではなく多数の弾塑性バ

ネで表現した等価弾塑性一質点系を提案するとともに、それを IMP に用いることで制振構造物の最大変位応答評価法を構築することを検討している³¹⁾。

限界耐力計算や IMP, MPA, さらには制振構造物の最大応答評価法を信頼性理論に基づく実用的な限界状態設計法へと展開するには、以下の三つの課題が残る。

- (1) 多層骨組と同様な汎用性の高い制振構造物の最大応答評価法の検討
- (2) 多層骨組や履歴ダンパーの設置された多層骨組の一次モードと等価な弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の供用期間中の最大値の確率分布の評価
- (3) 降伏後の一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ の変化をも考慮した最大変位応答に基づく荷重・耐力係数設計式に準ずる設計条件式の検討

(1) について、Kang & Mori の提案する IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法では、制振構造物の高次モード応答を弾性として評価している。しかしながら、ダンパーは一般に骨組と比べて早期に降伏することから、骨組が降伏する以前にも制振構造物の見かけ上の固有周期や振動モード形、また履歴減衰は変化しており、これらの影響を無視した高次モード応答を用いる応答評価法の評価精度には疑問が残る。またこの手法には、制振構造物の一次モードと等価な弾塑性一質点系の固有周期が制振構造物そのものの一次固有周期と必ずしも一致しないという課題も残っている³²⁾。そこで本論ではこれらの解決法を示すと同時に、Pushover 解析に用いる外力分布を再検討することで、制振構造物の新たな簡易最大変位応答評価法を提案しその評価精度について考察する。

(2) の $S_{D,1}^I$ の評価には地震動強さ指標の適切な選定が重要となる。既往研究^{33),34)}によれば、 $S_{D,1}^I$ と相関の強い指標は、弾性一次固有周期 $T_1 = 0.3$ 秒程度以下の構造物では PGA, 0.5~2.0 秒程度の構造物では地表面最大速度 PGV あるいはスペクトル強さ $SI^{35)}$, 2.0 秒以上の構造物では地表面最大変位 PGD と、 T_1 によって変化し得る。このことを踏まえ北原・伊藤は、より幅広い固有周期帯に対して適用可能な指標として固有周期依存型スペクトル強さ $SI_{n.p.}$ を提案するとともに^{36),37)}, $SI_{n.p.}$ を用いた $S_{D,1}^I$ 推定法を示している³⁸⁾。 SI が速度応答スペクトルの 0.1~2.5 s 間の積分値として評価されるのに対し、 $SI_{n.p.}$ は積分範囲を $sT_1 \sim tT_1$ (s, t : 定数) として評価される。ただし、 $SI_{n.p.}$ は鋼製・RC 橋脚のみを対象に提案された指標であり、十分な汎用性を有しているとは言い難い。また Kadas らは加速度応答スペクトルを用い、積分範囲の上限値を tT_1 ではなく構造物の弾塑性挙動により伸びた一次固有周期 T_{eq} として、積分範囲を地震動毎に評価する修正 $SI_{n.p.}$ を提案するとともに RC 造骨組を対象とした T_{eq} の近似評価式を示し、修正 $SI_{n.p.}$

と骨組の弾塑性応答との相関性について検討している³⁹⁾。修正 $SI_{n,p}$ に基づき妥当性・汎用性高く $S_{D,1}^I$ を推定するためには、修正 $SI_{n,p}$ と $S_{D,1}^I$ との一般的な関係を明らかにした上でこの関係に基づき $S_{D,1}^I$ を推定することが重要となり得るが Kadas らはこれには至っていない。また、一般的な関係を明示することができたとしても、その関係には T_{eq} の評価誤差が含まれるためより精度高く T_{eq} を評価することが重要となる。

以上のことを踏まえ、本論では、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報が整備されるという想定のもとで⁴⁰⁾、積分範囲を T_1 から一質点系の最大塑性率 μ より求まる固有周期 T_{eq} までとして固有周期依存型スペクトル強さを新たに定義（以下、これを SI_μ と表記）する。次いで SI_μ と $S_{D,1}^I$ の一般的な関係を、Bi-linear 型、Bi-linear-slip 型、Tri-linear 型復元力特性を対象に、一質点系の時刻歴応答解析結果に基づいて復元力特性毎に明らかにした上で、この関係に基づく $S_{D,1}^I$ 評価法を提案し、その評価精度について検討する。

最後に (3) について、森・中尾は、構造物の応答が弾性範囲にとどまる使用限界状態を対象に、SRSS により求めた各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなすことで荷重・耐力係数設計式に準ずる設計条件式を導き、その荷重・耐力係数の略算法を示している⁴¹⁾。森・中尾の手法に SRSS ではなく限界耐力計算や IMP, MPA を用い、それと課題 (2) に対する提案手法とを統合することで終局限界状態を対象とした実用的な設計条件式を示すことが可能となる。ただし、これらの弾塑性応答評価法ではいずれも振動モード形が塑性ヒンジの形成に従って逐次変化することを考慮し、一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ (MPA では高次振動モード形も) を $S_{D,1}^I$ の大きさに対応した Pushover 解析における各層の変位分布を用いて地震動毎に評価している。このため、 $S_{D,1}^I$ の供用期間中の最大値の確率分布が与えられたとしても、振動モード形が不変である弾性の場合とは異なり、一次モード応答の確率分布を確率変数である $S_{D,1}^I$ の定数倍、すなわち弾性一次刺激関数倍として単純に取り扱うことで評価することはできない。さらに、一次モード応答の確率分布をモンテカルロ法等により精度良く評価できたとしても、この分布は煩雑な形状となり得るため⁴²⁾ $S_{D,1}^I$ の複雑な関数となり、荷重・耐力係数の評価などその後の展開に難がある。

以上のことを踏まえ、本論では、 $S_{D,1}^I$ が増加するにつれ常に $\phi_{1,i}^I$ を用いた一次モード応答も単調に増加すると想定する、すなわち、ある $S_{D,1}^I$ の超過確率がその $S_{D,1}^I$ に対応する一次モード応答の超過確率と一致するという想定のもと、この一次モード応答の確率分布を移動対数正規確率分布に近似する手法を提案するとともに、その評価精度をモンテカルロ法を用いて検討する。

1.5 本論の構成

本論は6章構成となっている。以下に各章の概略を示す。

第2章では、本研究に関連する「既往の研究」として以下の三つについて主に述べる。なお、これら三つは1.4節中に示した課題(1)～(3)と関連したものである。

- (1) 弾性多質点系，一般的な鋼構造多層骨組あるいは履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法（2.1～2.3節）
- (2) 弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の評価法（2.4節）
- (3) 使用限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法（2.5節）

(1) では，まず弾性多質点系の最大応答評価法である「応答スペクトルによるモーダルアナリシス」について説明した後，一般的な鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法として，「限界耐力計算における上部構造の応答評価法」，「Luco らの応答評価法」，「森・山中らの手法（IMP）」および「Modal Pushover Analysis（MPA）」について概説する。さらに，制振構造物の最大変位応答評価法として，「Oviedo らの手法」，「竹内・笠井らの手法」および「Kang & Mori の提案する IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法」について述べる。

(2) では，(1) の弾塑性応答評価法で必要となる一質点系の最大変位応答の評価法として，「エネルギー一定則」，「変位一定則」，「等価線形化手法」および「固有周期依存型スペクトル強さを用いた応答評価法」等について概説する。

(3) では，まず従来の限界状態設計法およびその実用的な手法の一つである荷重・耐力係数設計法について概説した後に，荷重・耐力係数の算定法およびそれらの実用的な略算法について述べる。さらに，SRSS の各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなした荷重・耐力係数設計法に関する研究である「森・中尾の手法」について述べ，また，構造物全体としての限界状態超過確率の評価法として，「破壊確率の上下限值」および「PNET 法」についても概説する。

第3～5章ではそれぞれ(1)，(2)，(3)の内容を改良あるいは展開した「提案手法」について述べる。

第3章では，Kang & Mori の提案する IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法の問題点を踏まえ，制振構造物と等価な弾塑性一質点系の改良方法およびダンパーの塑性化の影響を考慮した高次モード評価法，Pushover 解析に用いる外力分布について述べた後，これらを考慮した提案手法の評価精度を検討する。

第4章では、既往の固有周期依存型スペクトル強さ指標の問題点を踏まえ、これを解決し得る新たな固有周期依存型スペクトル強さ SI_μ を定義し、 SI_μ と $S_{D,1}^I$ の一般的な関係に基づく $S_{D,1}^I$ 評価法について提案するとともにその評価精度について検討する。

第5章では、いつくかある構造物の弾塑性応答評価手法の中でも特に IMP を対象に、これを森・中尾の手法に従い荷重・耐力係数設計式に順ずる設計条件式に展開した後、その設計条件式で必要となる弾塑性一次モード応答を移動対数正規変数に近似する手法を提案するとともに、その評価精度をモンテカルロ法を用いて検討する。

最後に第6章では、本研究のまとめと今後の展望について述べる。

第2章 既往の研究

本研究の目的は、実用的な耐震性能設計法の構築を念頭に、構造物あるいは制振構造物の最大応答評価法を信頼性理論に基づく限界状態設計法へと展開することにある。本章では、これを達成する上で重要となる既往の研究として、まず弾性多質点の最大変位応答評価法である応答スペクトルによるモーダルアナリシスについて述べる（2.1節）。その後、一般的な鋼構造多層骨組および履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法について概説した上で（2.2および2.3節）、これらの手法で応答を評価する際に用いられ得る弾塑性一質点系の最大変位応答評価法について述べ（2.4節）、現時点での課題や問題点を挙げる。さらに使用限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法に関する既往手法について述べ、この手法の終局限界状態設計法への展開の可能性を示す（2.5節）。

2.1 弾性多質点の最大変位応答評価法

弾性多質点系の i 層の時刻歴応答波形 $y_i(t)$ は、その各次モードと等価な弾性一質点形の時刻歴応答波形の重ね合わせとして(2.1)式で評価することができる。この応答評価法は振動モード分解合成法、モード重合法あるいはモーダルアナリシスと呼ばれる⁴³⁾。

$$y_i(t) = \sum_{j=1}^n \Gamma_j^E \cdot u_{j,i}^E \cdot q_j^E(t) \quad (2.1)$$

ここに、右肩の E は弾性の応答等を示す。 Γ_j^E は(2.2)式で定義される j 次の刺激係数、 $u_{j,i}^E$ は j 次の振動モード形であり、これらを乗じた $\Gamma_j^E \cdot u_{j,i}^E$ は j 次の刺激関数と呼ばれる。

$$\Gamma_j^E = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot u_{j,i}^E}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot (u_{j,i}^E)^2} \quad (2.2)$$

ここに、 m_i は多質点系の第 i 層の質量である。

また、(2.1)式中の $q_j^E(t)$ はある特定の地震動に対する弾性多質点系の j 次モードと等価な弾性一質点系（以下、 j 次一質点系という）の運動方程式の解として与えられる時刻歴応答波形であ

り、その変位応答 $x_j(t)$ 、速度応答 $\dot{x}_j(t)$ 、加速度応答 $\ddot{x}_j(t)$ はそれぞれ (2.3), (2.4), (2.5) 式で表される。

$$x_j(t) = -\frac{1}{\omega_j'} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-h_j \omega_j(t-\tau)} \sin \omega_j'(t-\tau) d\tau \quad (2.3)$$

$$\dot{x}_j(t) = -\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-h_j \omega_j(t-\tau)} \cos \omega_j'(t-\tau) d\tau + h_j \omega_j x(t) \quad (2.4)$$

$$\ddot{x}_j(t) = -\omega_j^2 x(t) - 2h_j \omega_j \dot{x}(t) - \ddot{x}_g(t) \quad (2.5)$$

ここに、 $\omega_j' = \sqrt{1 - h_j^2} \cdot \omega_j$ 、 h_j は j 次一質点系の減衰定数、 ω_j は j 次一質点系の固有円振動数、 $\ddot{x}_g(t)$ は地動加速度である。

一方、実際の構造設計では最大応答に着目することが多いため、 $q_j^E(t)$ ではなく弾性スペクトル応答を用いることで多質点系の最大応答を近似評価することがしばしば行われる。変位応答に着目すれば、多質点系の第 i 層の最大変位応答 $y_{i,\max}$ の上限値は、各次モードの最大変位応答の絶対値和として次式のように表される。

$$y_{i,\max} \leq \sum_{j=1}^n |\Gamma_j^E \cdot u_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j)| \quad (2.6)$$

ここに、 $S_D^E(T_j; h_j)$ は構造物の j 次の固有周期 T_j および減衰定数 h_j の弾性スペクトル変位応答であり、(2.3) 式の絶対値の最大値として与えられる。

$$S_D^E(T_j; h_j) = |x_j(t)|_{\max} = \left| -\frac{1}{\omega_j'} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-h_j \omega_j(t-\tau)} \sin \omega_j'(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.7)$$

ここに、 $\omega_j = 2\pi/T_j$ 。

また各次の最大応答値が同時に発生する可能性は極めて稀であることから、 $y_{i,\max}$ を各次モード応答成分の二乗和平方 (Square Root of Sum of Squares, SRSS) として (2.8) 式で近似評価することがしばしばある。この方法は応答スペクトルによるモーダルアナリシスと呼ばれ、(2.8) 式は地震動の特性や構造物の形式に関わらず、非常に安定した近似値を与えるとされている。

$$y_{i,\max} \approx \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\Gamma_j^E \cdot u_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j) \right)^2} \quad (2.8)$$

また第 i 層の最大層間変形角 θ_i は次式で評価することができる。

$$\theta_i \approx \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j) \right)^2} \quad (2.9)$$

ここに、 $PF_{j,i}^E$ は構造物の第 i 層の高さ H_i を用い次式で定義される層間変形角の刺激関数である。

$$PF_{j,i}^E = \Gamma_j^E \cdot \frac{\phi_{j,i}^E}{H_i} \quad (2.10)$$

ここに、 $\phi_{j,i}^E = u_{j,i}^E - u_{j,i-1}^E$ 。

2.2 一般的な鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法

本節では、一般的な鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法として、「限界耐力計算における上部構造の応答評価法」および SRSS の適用範囲を弾塑性域にまで拡張した「Luco らの応答評価法」、
「森・山中らの手法（IMP）」、「Modal Pushover Analysis（MPA）」について述べる。

2.2.1 限界耐力計算における上部構造の応答評価法

1998 年の建築基準法改正に伴い、仕様規定に代わる構造安全性の検証法の一つとして 2000 年 6 月に「限界耐力計算」が導入された^{5)・7)}。限界耐力計算は、静的な地震力に対して安全性を決定する既往の方法と比較して想定した地震動に対する構造物の応答をより直接的に評価できる方法であるとされており、従来の設計法と同様、最低限の水準を定めていることに変わりはないものの、構造物が保有する性能に着目して設計を行う「性能設計」の実現に大きく貢献し得る有用な設計法である。

限界耐力計算における上部構造の応答評価法では、構造物をそれと等価な弾塑性一質点系に縮約するとともに、その一質点系の最大応答を Capacity Spectrum 法⁴⁴⁾によって評価している。Capacity Spectrum 法は等価線形化手法の図的解法の一つであり、想定する地震動に対して構造物の塑性変形量に応じた等価粘性減衰を考慮した応答スペクトル（Demand Spectrum）と構造物全体の構造特性を表す耐力曲線（Capacity Spectrum）を重ねあわせることで最大応答を推定している。Capacity Spectrum 法については 2.4.5 項で詳細を述べることにし、以下では、Capacity Spectrum を作成するまでの流れを示した上で、一質点系の最大応答が与えられた場合の構造物の応答評価について概説する。

動的応答における最大応答値が静的外力による応答値によって評価できると仮定し、構造物の各層に一次モード比例形の静的外力が作用しているとする、この時のベースシア Q_B は次式のように表現することができる。

$$Q_B = M_1 \cdot S_A^E(T_1; h_1) \quad (2.11)$$

ここに、 M_1 は一次の等価質量、 S_A^E は弾性加速度応答スペクトルである。

また、多質点系における一次の刺激関数 $\Gamma_1^E \cdot \phi_{1,i}^E$ が 1.0 となる高さでの変位に相当する等価弾塑性一質点系の変位応答 d と、 Q_B に相当する等価弾塑性一質点系におけるせん断力との関係は一次の等価剛性 k_1 を用い次式で関係づけられる。

$$d = \frac{Q_B}{k_1} \quad (2.12)$$

(2.11) 式および (2.12) 式から次式の関係が得られる。

$$d = \frac{M_1 \cdot S_A^E(T_1; h_1)}{k_1} = \frac{S_A^E(T_1; h_1)}{\omega_1^2} \approx S_D^E(T_1; h_1) \quad (2.13)$$

また, (2.8) 式から一次モード応答のみを取り出すと, 静的外力による各層の応答変位 d_i は, (2.13) 式を用い次式のように表現できる。

$$d_i = \Gamma_1^E \cdot u_{1,i}^E \cdot S_D^E(T_1; h_1) \approx \Gamma_1^E \cdot u_{1,i}^E \cdot d \quad (2.14)$$

第 i 層の外力 P_i は (2.13) 式, (2.14) 式より, 次式のように表現できる。

$$P_i = m_i \cdot \Gamma_1^E \cdot u_{1,i}^E \cdot S_D^E(T_1; h_1) \cdot \omega_1^2 = m_i \cdot d_i \cdot S_A^E(T_1; h_1)/d \quad (2.15)$$

(2.11) 式, (2.15) 式より, M_1 と d_i が次式で関係づけられる。

$$M_1 = \frac{Q_B}{S_A} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{S_A} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i}{d} \quad (2.16)$$

また, 等価一質点系の質量 M_1 は (2.17) 式で与えられる。

$$M_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot u_{1,i}^E \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot u_{1,i}^E{}^2} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i^2} \quad (2.17)$$

一次の応答加速度 S_A は (2.16) 式, (2.17) 式により, 一次の応答変位 S_D は (2.13) 式, (2.16) 式, (2.17) 式によりそれぞれ次式のように得られる。

$$S_A = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i^2}{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i \right)^2} \cdot Q_B \quad (2.18)$$

$$S_D = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i}{M_1} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i} \quad (2.19)$$

限界耐力計算では, (2.18) 式と (2.19) 式を弾塑性域に拡張し, 以下の手順で構造物の各層の最大応答を評価している。

1. Ai 分布に相当する外力分布を用いた Pushover 解析を行い, 各層の荷重-変位関係を得る。
2. 手順 2 で得られた各ステップにおける変位を (2.18) 式と (2.19) 式中の d_i に代入することで Capacity Spectrum を作成する。

3. Capacity Spectrum 法で等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_D^I(T_1; h_1)$ （ここに、右肩の I は弾塑性の応答等を示す。以下、 $S_{D,1}^I$ と略記）を推定する（2.4.5 項）。
4. Capacity Spectrum 上で、 $S_{D,1}^I$ に相当するステップ数 N を求める。
5. 各層の荷重-変位関係により得られるステップ数 N に対応する各層の変位分布を最大応答とする。

ここで (2.18) 式、(2.19) 式の導出過程からも明らかなように、Capacity Spectrum を作成する際には、Pushover 解析に用いる外力分布を弾性・弾塑性に関わらず一次振動モード形比例外力としている。しかし限界耐力計算では、その応答評価結果が Pushover 解析の外力分布に大きく影響を受けないという報告⁴⁵⁾を踏まつつ実用性や簡便性を勘案し、弾塑性応答を評価する場合でも単に A_i 分布を用いることとしている。また倉本らは塑性ヒンジの形成に伴う振動モード形の変化に応じて外力分布を逐次変える Pushover 解析⁴⁶⁾から等価弾塑性一質点系を作成する手法も提案している⁴⁷⁾。

限界耐力計算では、概ね一次モード応答が卓越するであろう短周期構造物では良い評価が得られるとされているが、長周期構造物では高次モード応答の影響の為に特に上層において過小評価となり得る²³⁾。

2.2.2 Luco らの手法

Luco & Cornell は、(2.9) 式中の一次の弾性スペクトル変位応答 $S_D^E(T_1; h_1)$ を、多層骨組の一次モードと等価な弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ に置き換えることで、多層骨組の第 i 層の最大層間変形角 θ_i を評価している（(2.20) 式²²⁾）。なお Luco & Cornell は (2.20) 式を応答評価式ではなく地震動強さ指標として提案している。

$$\theta_i = \sqrt{\left(PF_{1,i}^E \cdot S_{D,1}^I\right)^2 + \left(PF_{2,i}^E \cdot S_D^E(T_2; h_2)\right)^2} \quad (2.20)$$

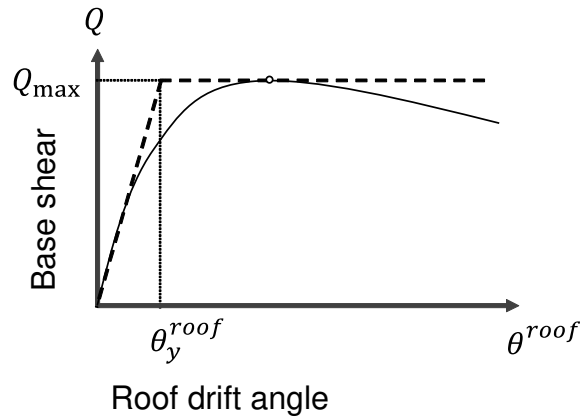
以下に、等価弾塑性一質点系の作成方法を示す。

1. 等価一質点系の質量 M_1 および高さ H_1 を多層骨組の全質量および高さとする。

$$M_1 = \sum_{i=1}^n m_i \quad (2.21)$$

$$H_1 = \sum_{i=1}^n H_i \quad (2.22)$$

ここに、 m_i および H_i はそれぞれ多層骨組の第 i 層における質量および高さである。

Fig. 2.1 Estimation example of θ_y^{roof}

2. 等価一質点系の固有周期が多層骨組の弾性一次固有周期 T_1 と等しいとする。

3. 復元力特性は完全弾塑性型とし、以下のように作成する。

(a) 等価一質点系の初期剛性 k_1 を次式により評価する。

$$k_1 = \frac{4\pi^2 \cdot M_1}{T_1^2} \quad (2.23)$$

ここに、 T_1 は多層骨組の弾性一次固有周期である。

(b) 等価一質点系の降伏変位 d_y は以下のようにして算出する。

- i. 一次モード比例外力を用いた Pushover 解析により得られた多層骨組各層の荷重-変位関係から骨組頂部の荷重-変位関係を求める。
- ii. 骨組頂部の荷重-変位関係において、その降伏変形角 θ_y^{roof} を骨組頂部の荷重-変位関係の初期剛性を傾きとした原点を通る直線と最大耐力点を通る横軸に平行の直線との交点から求める (Fig. 2.1)。

iii. (b) で定めた θ_y^{roof} を用い、一点系の降伏変位 d_y を次式で求める。

$$d_y = \frac{\theta_y^{roof} \cdot H_1}{\Gamma_1^E \cdot u_{1,n}^E} \quad (2.24)$$

2.2.3 森・山中らの手法 (Inelastic Modal Predictor, IMP)

構造物内のいずれかの部材が降伏すると振動モード形は変化するが、Luco らの手法ではこのことを考慮していない。そこで森・山中らは Luco らの手法を拡張し、第 i 層の最大層間変形角 θ_i を (2.25) 式で評価することを提案し、時刻歴応答解析結果との評価誤差が概ね 20% 以内に収まるこ

とを確認している^{23),24)}。

$$\theta_i = \sqrt{\left(PF_{1,i}^I \cdot S_{D,1}^I\right)^2 + \sum_{j=2}^n \left(PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j)\right)^2} \quad (2.25)$$

ここに、 $PF_{1,i}^I$ は降伏後の一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ を用いて得られる層間変形角の刺激関数である。

以下に、等価弾塑性一質点系の作成方法と $\phi_{1,i}^I$ の推定法を示す。

【等価弾塑性一質点系の作成方法】

1. 等価一質点系の質量 M_1 および高さ H_1 を多層骨組の全質量および高さとする。
2. 等価一質点系の固有周期が多層骨組の弾性一次固有周期 T_1 と等しいとする。
3. 復元力特性は **Tri-linear** 型とし、以下のように作成する。
 - (a) Ai 分布に相当する外力分布を用いた Pushover 解析により多層骨組各層の荷重-変位関係を得る。
 - (b) 多層骨組各層の荷重-変位関係から骨組頂部の荷重-変位関係を求め、以下のようにして第一・第二降伏変形角 θ_{y1}^{roof} , θ_{y2}^{roof} を定めた **Tri-linear** 型へモデル化する (Fig. 2.2)。
 - i. $\theta_{roof} < 0.05$ において骨組頂部での荷重-変位関係が負の勾配を持つ場合
 原点と降伏点（初期剛性から初めて 0.1%以上変化する点）、最大耐力点の 3 点を結ぶ (Fig. 2.2(a))。最大耐力後の負の勾配は構造物毎に異なり一般化することは難しいことから、三次剛性は 0 とする。
 - ii. $\theta_{roof} < 0.05$ において骨組頂部での荷重-変位関係が負の勾配を持たない場合
 P - Δ 効果の影響が小さい低層構造物の復元力特性は頂部変形角が 0.05 までの範囲で負の勾配を持たないことがしばしばある。この場合には最大耐力点に代わる特定の点を定めることが困難であるため、原点と降伏点、頂部変形角が 0.02 の点と 0.05 の点の 4 点を結ぶ (Fig. 2.2(b))。
 - (c) 等価一質点系の初期剛性 k_1 を (2.23) 式で評価する。また、等価一質点系の二次剛性 k_2 および三次剛性 k_3 を (2.26) 式、(2.27) 式でそれぞれ求める。

$$k_2 = k_1 \cdot \frac{K_2^{roof}}{K_1^{roof}} \quad (2.26)$$

$$k_3 = k_1 \cdot \frac{K_3^{roof}}{K_1^{roof}} \quad (2.27)$$

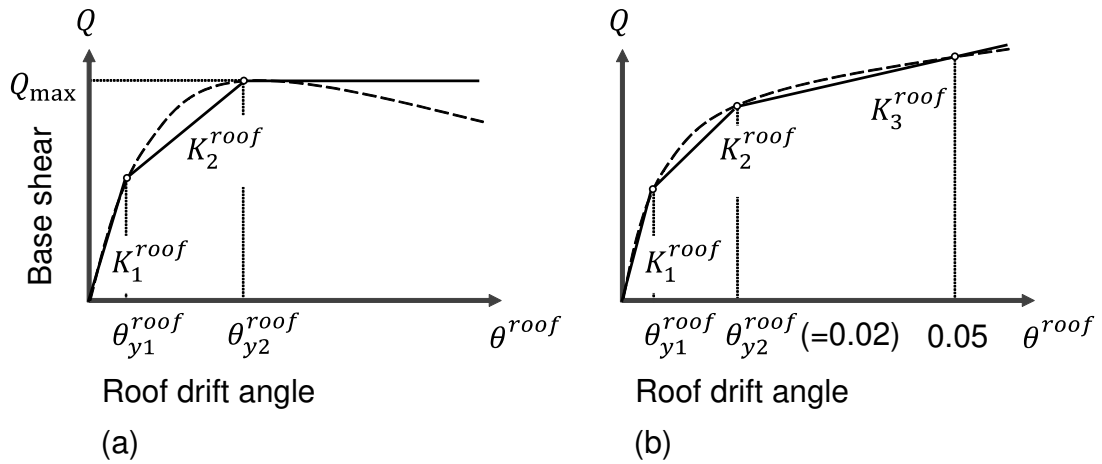


Fig. 2.2 Tri-linear hysteresis characteristics

ここに、 K_1^{roof} 、 K_2^{roof} 、 K_3^{roof} は多層骨組頂部の荷重-変位関係から得られる初期剛性、二次剛性および三次剛性である。

(d) 等価一質点系の第一・第二降伏変位 d_{y1} 、 d_{y2} を (2.28) 式、(2.29) 式でそれぞれ求める。

$$d_{y1} = \frac{\theta_{y1}^{roof} \cdot H_1}{\Gamma_1^E \cdot u_{1,n}^E} \quad (2.28)$$

$$d_{y2} = \frac{\theta_{y2}^{roof} \cdot H_1}{\Gamma_1^E \cdot u_{1,n}^E} \quad (2.29)$$

【降伏後の一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ の推定法】

限界耐力計算における上部構造の応答評価法では、多層骨組の各層の最大変位応答が Pushover 解析によって得られる各層の絶対変位分布で近似評価できるとしているのに対し、IMP では、降伏後の一次振動モード形が Pushover 解析によって得られる各層の絶対変位分布から近似評価できるとし、これを等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ を用い、以下のように推定している (Fig. 2.3)。

1. Ai 分布に相当する外力分布を用いて Pushover 解析を行い、各層の荷重-変位関係を得る。
2. 骨組頂部の荷重-変位関係から、等価弾塑性一質点系の復元力特性を得る。
3. 等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ を時刻歴応答解析等により評価する。
4. 手順 2 で作成した骨組頂部における荷重-変位曲線上で、 $S_{D,1}^I$ に相当するステップ数 N を求める。

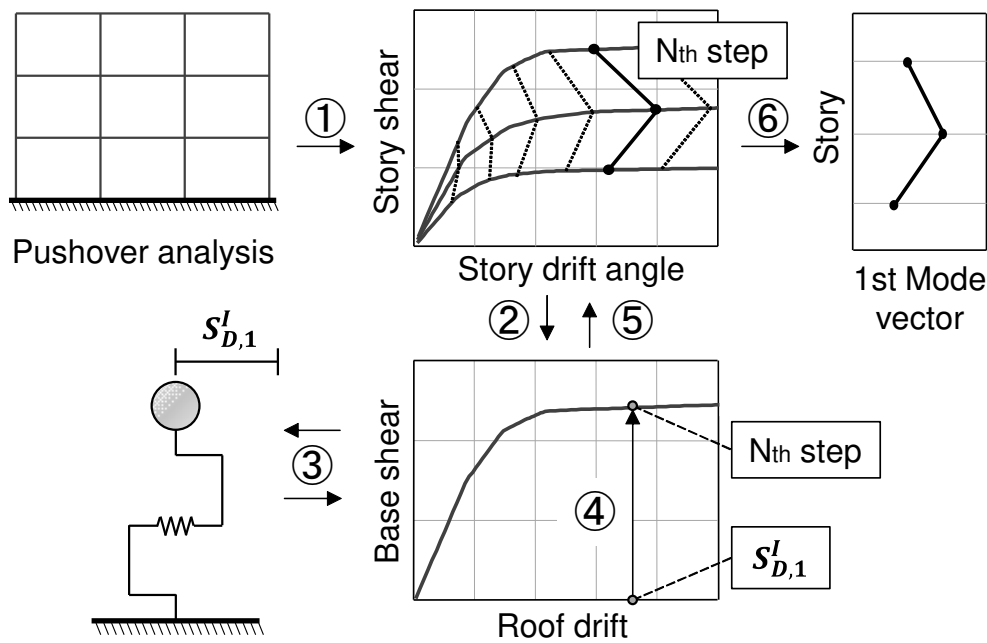


Fig. 2.3 Flow for determining the first inelastic mode vector, $\phi_{1,i}^I$

- 手順 1 で評価した各層の荷重-変位関係からステップ数 N に対応する各層の変位分布を求める。
- 手順 5 で得られた変位分布を一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ とする。

上記したように、降伏後の一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ は多層骨組から等価弾塑性一質点系へ縮約する際に用いる Pushover 解析結果から推定されるため、従来の応答評価手法と比較しても簡便性は損なわれていない。

構造物の動的応答は一般に一次モード応答が卓越することから、Pushover 解析に用いる外力分布を一次振動モード形比例外力とすることも多いが、比較的長周期の構造物では高次モードの影響によって骨組が塑性化し得ることを踏まえ、IMP では限界耐力計算と同様に、構造物の振動時の応力状態を考慮した A_i 分布を用いている。

2.2.4 Modal Pushover Analysis (MPA)

Luco らの手法および IMP ではいずれも高次モードを弾性応答として評価しているが、地震動のスペクトル特性や構造物の振動特性等によっては高次モード応答が構造物の塑性化に大きな影響を与えることも起こり得る。そこで、Chopra & Goel は、高次モードの塑性化の影響をも考慮することを目的に、各次のモード形比例外力における Pushover 解析結果から各次モードと等価な

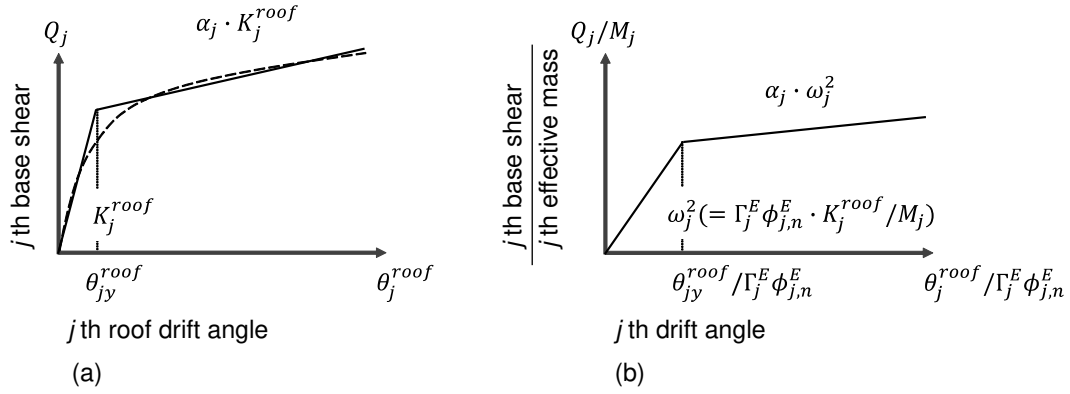


Fig. 2.4 Bi-linear hysteresis characteristics

弾塑性一質点系を作成し、それらの最大応答を用いたモーダルアナリシスに基づく応答評価法を提案している²⁵⁾。なお、この手法では一次モードだけでなく高次モードについても Pushover 解析及び等価弾塑性一質点系の応答評価を必要とするので、限界耐力計算や Luco らの手法と比較して簡便性に欠ける一方で、その評価精度は IMP に比べて特段向上しているわけではない。実際に Chopra らは後になって、より簡便な手法として IMP と同様の手法を提案している⁴⁸⁾。

以下に、MPA の応答評価の手順を示す。

1. 固有値解析より多層骨組の j 次の振動モード形 $u_{i,j}^E$ を求める。
2. $P_{i,j} = m_i \cdot u_{i,j}^E$ の外力分布で Pushover 解析を行い、骨組頂部の荷重-変位関係を得る。
3. 手順 2 で得られた荷重-変位曲線を Bi-linear 型へモデル化する (Fig. 2.4(a))。
4. Fig. 2.4(b) のように、手順 3 でモデル化した荷重-変位関係の縦軸 Q_j を j 次の等価質量 M_j で、横軸 θ_j^{roof} を骨組頂部の刺激関数 $\Gamma_j^E \cdot u_{j,n}^E$ で除すことで、構造物の j 次モードと等価な弾塑性一質点系の復元力特性を作成する。
5. j 次の等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,j}^I$ を時刻歴応答解析等により求める。
6. $S_{D,j}^I$ に対応した Pushover 解析における各層の変位分布を j 次モードの各層の最大変位応答値 $dmax_j$ とする。
7. SRSS に基づき構造物の最大層間変形角 θ_i を次式で評価する。

$$\theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \frac{dmax_j^2}{H_i}} \quad (2.30)$$

2.3 履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法

2.2 節に示した応答評価手法ではいずれも、等価弾塑性一質点系の復元力特性を多層骨組の Pushover 解析による骨組頂部の荷重-変位関係を用いた一つの弾塑性バネで表現しているが、同様の方法で制振構造物と等価な弾塑性一質点系の復元力特性を評価する場合、一般に互いに大きく異なるダンパーと多層骨組の復元力特性を一つの弾塑性バネで表現する必要があり適切な評価は難しい。このことを考慮した制振構造物と等価な弾塑性一質点系の作成方法およびその一質点系を用いた制振構造物の最大変位応答評価法として、「Oviedo らの手法」, 「竹内・笠井らの手法」, 「IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法」について概説する。

2.3.1 Oviedo らの手法

Oviedo らは、ダンパー部と骨組部、それぞれの復元力特性を二つの弾塑性バネで表現した等価弾塑性一質点系（以下、2S モデルという）の作成法を提案するとともに、2S モデルを「限界耐力計算における上部構造の応答評価手法」に用いることで制振構造物の最大変位応答を評価している²⁹⁾。2S モデル内のダンパー部を置換した弾塑性バネの復元力特性は、Fig. 2.5 に示すように、制振構造物の Pushover 解析から得られる各ステップにおける各層の変位を (2.18), (2.19) 式に代入することで得られる S_A-S_D 曲線からダンパーを取り除いた多層骨組の Pushover 解析から得られる S_A-S_D 曲線を差し引くことで評価している。その際、同一の変位で引き算を行う必要があるが、 S_A-S_D 曲線は Pushover 解析の各ステップの結果から得られる離散データであるため、制振構造物の S_A-S_D 曲線はそのままに、多層骨組の S_A-S_D 曲線をまず Tri-linear 型にモデル化して引き算を行い、さらに得られたダンパーの S_A-S_D 曲線を Bi-linear 型にモデル化している。

ダンパー部の復元力特性をまとめて一つの Bi-linear 型復元力特性としている 2S モデルは、すべてのダンパーが同時に降伏することを暗に仮定しているが、そのような剛性分布は入力地震動の特性に大きく依存することから、この一質点系作成法の妥当性・汎用性には疑問が残る。

以下に、Oviedo らの手法の応答評価手順を示す。

1. 制振構造物について、その弾性一次モード比例外力を用いて Pushover 解析を行い、各層の層せん断力-層間変位関係を得る。
2. 手順 1 の結果を用いて (2.18) 式, (2.19) 式より S_A-S_D 曲線を作成する。
3. 多層骨組部のみについて、その弾性一次モード比例外力を用いて Pushover 解析を行い、各層の層せん断力-層間変位関係を得る。

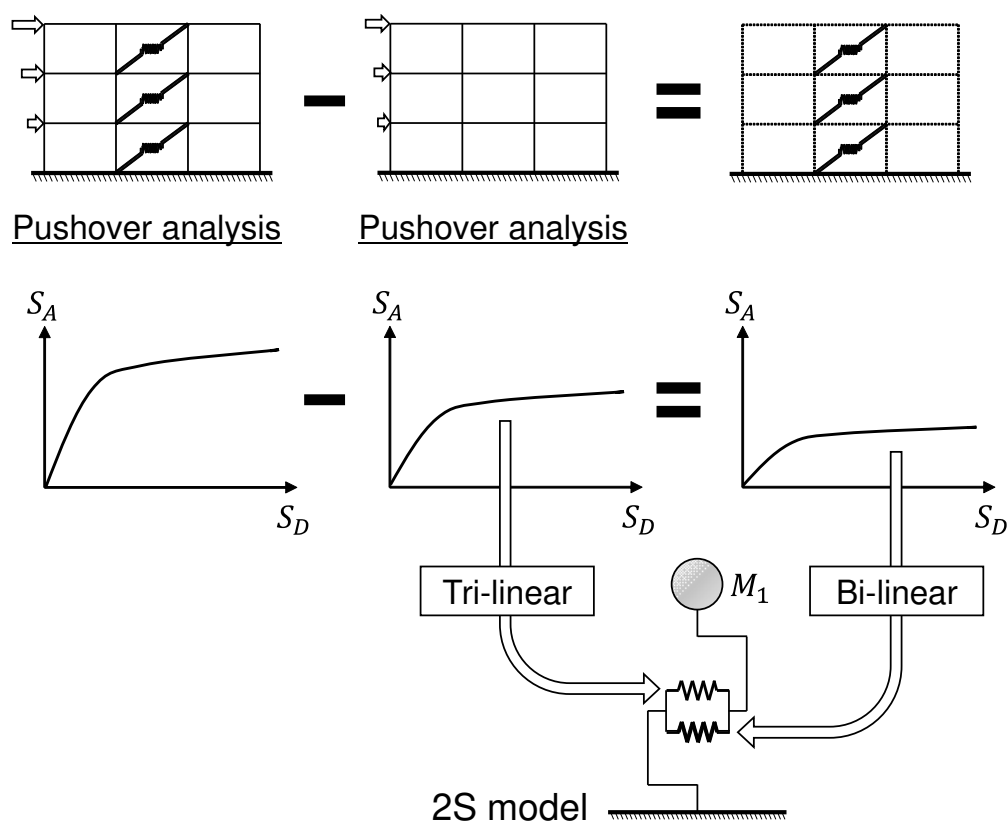


Fig. 2.5 Hysteresis rule of inelastic spring in oscillator equivalent to a multi-story frame with hysteretic dampers

4. 手順3の結果を用いて S_A - S_D 曲線を作成し Tri-linear 型にモデル化する。
5. 手順2の S_A - S_D 曲線から手順4の S_A - S_D 曲線を引き、得られた曲線を Bi-linear 型にモデル化する。
6. 手順4, 5の二つの S_A - S_D 曲線の縦軸に制振構造物の弾性時の一次の等価質量をそれぞれ乗じて、多層骨組部、ダンパー部をそれぞれ置換した弾塑性バネの復元力特性を作成する。
7. 制振構造物と等価な二つのバネをもつ一質点系モデル（2Sモデル）の時刻歴応答解析等を行い、最大変位応答を求める。
8. 手順2の S_A - S_D 曲線上で、手順6の等価一質点系モデルの最大変位応答に相当するステップ数を求める。
9. 手順8のステップ数に相当する手順1の Pushover 解析結果による各層の絶対変位分布を各層の最大応答値とする。

2.3.2 竹内・笠井らの手法

竹内・笠井らは、Oviedo らと同様に 2S モデルを用いながら一質点系の最大応答を等価線形化手法に基づき評価する手法^{26)・28)}を提案するとともに、これを制振構造物の応答評価法にまで拡張している³⁰⁾。本来一質点系の応答評価法である等価線形化手法を多層骨組の応答評価法にまで展開する試みはこれまでに数多く行われてきており^{49)・50)}、多層骨組の弾塑性応答を等価一質点系の弾塑性応答に弾性せん断力分布を乗じて評価する方法については、多層骨組に塑性ヒンジが形成される度に損傷分布は変化することから大きな評価誤差が生じ得る^{51)・52)}。しかしながら竹内らは、ダンパーの効果により多層骨組の応答が弾性域にとどまる場合には、一般的な構造物と比べ損傷分布が大きく変化しないことから、ある程度の評価精度が確保される可能性があると判断し、弾性、弾塑性に関わらずせん断力分布を A_i 分布として制振構造物の応答を評価している。竹内らによれば、10 層および 15 層の構造物（ダンパー設置前の多層骨組の一次固有周期が 1.0 から 2.0 秒程度）において、多層骨組の剛性に対するダンパーの剛性の比が 2.0 以下の場合には、ダンパーの配置に関わらず対象とした三波の地震動に対して比較的良好な評価精度が得られたとしている。

等価線形化手法の概要については 2.4.5 項で述べることにし、以下では、単にこの手法の前提条件と応答評価手順を示す。

【前提条件】

- ダンパーの種類は履歴ダンパーあるいは粘弾性ダンパーであり、第 i 層の制振構造物の荷重-変位関係を Fig. 2.6 のようにモデル化することができる。なお Fig. 2.6(a) は履歴ダンパー、(b) は粘弾性ダンパーのものであり、 $d_{y,i}$ は第 i 層に設置されたダンパーの降伏変位、 d_i は第 i 層の制振構造物の層間変形、 fK_i は第 i 層の多層骨組部のみの剛性、 dK_i は接続部・支持材等の直列に配置されたものの剛性を考慮したダンパーの剛性、 $K_{eqi}^{(1)}$ は層間変位が d_i のときの第 i 層の制振構造物の割線剛性である。
- ダンパーの配置が予め定められている。
- 多層骨組部の応答が弾性範囲にとどまる。
- ダンパー設置前の多層骨組のせん断力分布が概ね A_i 分布に近くなる。
- 対象とする入力地震動が速度応答スペクトル一定の領域を持ち、ダンパー設置前後の多層骨組の一次固有周期が共にこの領域にある。

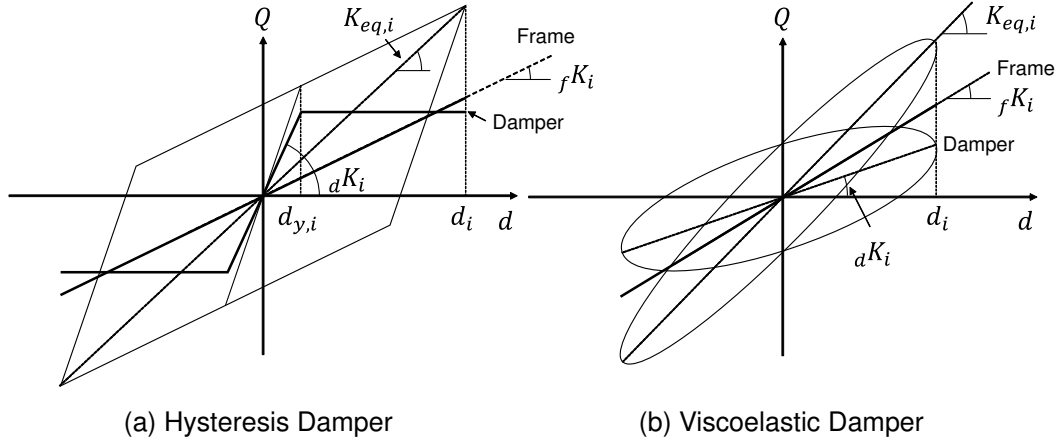


Fig. 2.6 Hysteresis characteristics of i -th story in a multi-story frame with damper

- 多層骨組部の曲げ変形は無視できる，あるいは等価なせん断モデルで表現できる。

【履歴ダンパーの設置された多層骨組の応答評価手順】

1. ダンパー設置前の多層骨組の一次モードと等価な一質点の固有周期 $T_{eq}^{(0)}$ および質点 $M_{eq}^{(0)}$ を次式より評価する。なお，右肩の (\cdot) は，解の収束計算の回数を表す。

$$T_{eq}^{(0)} = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(m_i \sum_{k=1}^i \frac{B_k}{fK_k} \right)} \quad (2.31)$$

$$M_{eq}^{(0)} = \left(\sum_{i=1}^n m_i \sum_{k=1}^i \frac{B_k}{fK_k} \right)^2 / \sum_{i=1}^n m_i \left(\sum_{k=1}^i \frac{B_k}{fK_k} \right)^2 \quad (2.32)$$

ここに， fK_i は第 i 層の多層骨組部のみの剛性， B_i は荷重分布を A_i 分布としたときのベースシア $Q_B^{(0)}$ に対する各層のせん断力 Q_i の比である。

2. スペクトル加速度応答 $S_A^E(T_{eq}^{(0)}; h_1)$ により第 i 層の層間変形 $d_i^{(0)}$ を求める。

$$d_i^{(0)} = \frac{B_i Q_B^{(0)}}{fK_i} = \frac{B_i M_{eq}^{(0)} S_A^E(T_{eq}^{(0)}; h_1)}{fK_i} \quad (2.33)$$

3. 制振構造物の一次モードと等価な第 i 層の剛性 $K_{eqi}^{(1)}$ および減衰定数 $h0_{eqi}^{(1)}$ を次式により求める。

$$K_{eqi}^{(1)} = fK_i + \frac{dK_i}{\mu_i^{(0)}} \quad (2.34)$$

$$h0_{eqi}^{(1)} = \frac{\Delta_d W_i}{2\pi K_{eqi}^{(1)} (\mu_i^{(0)})^2} = \frac{2(\mu_i^{(0)} - 1) \cdot dK_i / fK_i}{\pi \mu_i^{(0)} (\mu_i^{(0)} + dK_i / fK_i)} \quad (2.35)$$

ここに、 ${}_dK_i$ は接続部・支持材等の直列に配置されたものの剛性を考慮したダンパーの剛性、 $\mu_i^{(0)}$ は $d_i^{(0)}$ を第 i 層に設置されたダンパーの降伏変位 $d_{y,i}$ で除すことで求まる塑性率、 $\Delta_d W_i$ は履歴ループによって囲まれた一サイクル間の面積である。

4. ここで $h_{eqi}^{(1)}$ は正弦波定常応答時の等価減衰定数⁵⁶⁾であり、地震応答では一質点の振幅が各サイクルごとに塑性率が1～最大塑性率までの範囲で変わることを踏まえ、 $h_{eqi}^{(1)}$ の1～ $\mu_i^{(0)}$ までの平均値として次式により減衰定数を補正する。

$$\begin{aligned} h_{eqi}^{(1)} &= h_1 + \frac{1}{\mu_i^{(0)}} \int_1^{\mu_i^{(0)}} h_{eqi}^{(1)}(\mu) d\mu \\ &= h_1 + \frac{2(1 + {}_dK_i / {}_fK_i)}{\pi \mu_i^{(0)}} \ln \left(\frac{\mu_i^{(0)} + {}_dK_i / {}_fK_i}{(1 + {}_dK_i / {}_fK_i) \cdot (\mu_i^{(0)})^{1/(1 + {}_dK_i / {}_fK_i)}} \right) \end{aligned} \quad (2.36)$$

5. 各層の等価減衰定数 $h_{eqi}^{(1)}$ を各層の弾性歪エネルギーにより重み付けし、制振構造物全体と等価な減衰定数 $h_{eq}^{(1)}$ を次式で評価する。

$$h_{eq}^{(1)} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{eqi}^{(1)} \cdot W_i^{(1)}}{\sum_{i=1}^n W_i^{(1)}} \quad (2.37)$$

$$W_i^{(1)} = \frac{(B_i \cdot Q_B^{(0)})^2}{2K_{eqi}^{(1)}} \quad (2.38)$$

6. 制振構造物の一次モードと等価な一質点の固有周期 $T_{eq}^{(1)}$ および質量 $M_{eq}^{(1)}$ を次式で評価する。

$$T_{eq}^{(1)} = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(m_i \sum_{k=1}^i \frac{B_k}{K_{eqk}^{(1)}} \right)} \quad (2.39)$$

$$M_{eq}^{(1)} = \left(\sum_{i=1}^n m_i \sum_{k=1}^i \frac{B_k}{K_{eqk}^{(1)}} \right)^2 / \sum_{i=1}^n m_i \left(\sum_{k=1}^i \frac{B_k}{K_{eqk}^{(1)}} \right)^2 \quad (2.40)$$

7. 新たな塑性率を次式で求め、これが安定した値となるまで手順2～7を繰り返す。

$$\mu_i^{(n)} = \mu_i^{(0)} \cdot F_h^{(n)} \cdot \frac{T_{eq}^{(n)}}{T_{eq}^{(0)}} \quad (2.41)$$

ここに、 $F_h^{(n)}$ は初期減衰 h_1 によるスペクトル応答値が等価減衰 $h_{eq}^{(1)}$ によって低減する割合を表す減衰補正係数であり、(2.42) 式で評価する。なお、観測地震波では $\alpha 1 = 25$ 、模擬地震波では $\alpha 1 = 75$ としている。

$$F_h^{(1)} = \sqrt{\frac{1 + \alpha 1 \cdot h_1}{1 + \alpha 1 \cdot h_{eq}^{(1)}}} \quad (2.42)$$

8. 安定した $\mu_i^{(n)}$ を用いてベースシェア $Q_B^{(n)}$ を次式で求める。

$$Q_B^{(n)} = Q_B^{(0)} \cdot F_h^{(n)} \cdot \frac{T_{eq}^{(0)}}{T_{eq}^{(n)}} \cdot \frac{M_{eq}^{(n)}}{M_{eq}^{(0)}} \quad (2.43)$$

9. 最後に第 i 層の層間変形 $d_i^{(n)}$ を次式で求める。

$$d_i^{(n)} = \frac{B_i Q_B^{(n)} - d K_i d_{y,i}}{f K_i} \quad (2.44)$$

また、竹内らは、(2.36) 式の等価減衰定数 $h_{eqi}^{(1)}$ を (2.45) 式で近似評価することで、制振構造物各層の最大応答を収束計算することなく評価する手法も提案している。

$$h_{eqi} = 0.115 \left(1 - \frac{1}{\mu_i^{(n)}} \right) \left(\frac{d K_i}{f K_i} \right)^{0.55} \quad (2.45)$$

(2.41) 式の両辺に $d_{y,i}$ を乗じたものに、(2.31), (2.39) 式を代入することで次式が得られる。

$$d_i^{(n)} = \mu_i^{(n)} d_{y,i} = d_i^{(0)} F_h^{(n)} \sqrt{\frac{f K_i}{K_{eqi}}} \quad (2.46)$$

また (2.46) 式に、(2.35), (2.45) 式を代入することで次式が得られる。

$$\left(\mu_i^{(n)} \frac{d_{y,i}}{d_i^{(0)}} \right)^2 = F_h^{(n)2} \frac{f K_i}{K_{eqi}} \quad (2.47)$$

$$= \frac{1 + \alpha 1 \cdot h_1}{1 + \alpha 1 \cdot h_{eq}} \frac{1}{1 + \frac{d K_i}{\mu_i^{(n)} f K_i}} \quad (2.48)$$

$$= \frac{1 + \alpha 1 \cdot h_1}{1 + \alpha 1 \cdot 0.115 \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_i^{(n)}} \right) \left(\frac{d K_i}{f K_i} \right)^{0.55}} \frac{1}{1 + \frac{d K_i}{\mu_i^{(n)} f K_i}} \quad (2.49)$$

(2.49) 式を $\mu_i^{(n)}$ について解くと次式が得られる。

$$\mu_i^{(n)} = \frac{0.23 \cdot \alpha 1 \cdot \rho_i^{0.55} (1 - \rho_i) - \rho_i + \sqrt{\Delta_i}}{2(1 + 0.115 \cdot \alpha 1 \cdot \rho_i^{0.55})} \quad (2.50)$$

ここに、 $\rho_i = d K_i / f K_i$, $\Delta_i = 0.013 \cdot \alpha 1^2 \cdot \rho_i^{1.1} (\rho_i + 1)^2 + 0.23 \cdot \alpha 1 \cdot \rho_i^{1.55} (\rho_i + 1) + \rho_i^2 + 4(1 + 0.115 \cdot \alpha 1 \cdot \rho_i^{0.55})(1 + \alpha 1 \cdot h_1) f \mu_i^2$, $f \mu_i = (B_i \cdot M_{eq}^{(0)} \cdot S_A^E(T_{eq}^{(0)}; h_1)) / (f K_i \cdot d_{y,i})$ である。

この手法に残る課題としては、(2.50) 式が煩雑な形式となっており実用性に欠けるほか、地震動強さ指標に一次のスペクトル加速度応答のみを用いているため、高次モード応答が卓越する場合には、これを反映することが難しいことが挙げられる。また 4.5 節に示すとおり、そもそも等価線形化手法自体が十分な評価精度を有しているか検討の余地が残る。

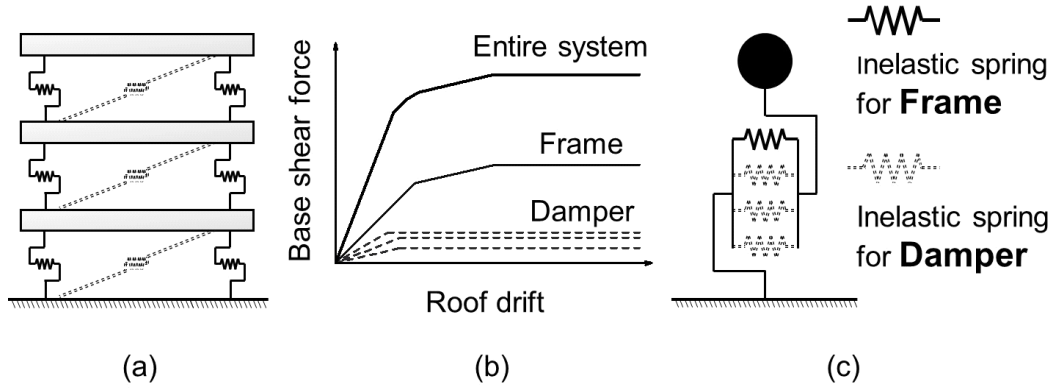


Fig. 2.7 (a) Shear frame with dampers (b) Multi-skeleton curves (c) Equivalent oscillator with inelastic multi-springs (MS model)

2.3.3 IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法

Kang & Mori は、一般的な構造物の簡易最大変位応答評価法である IMP (2.25 式) の適応範囲を制振構造物にまで拡張し、その第 i 層の最大層間変形角を (2.51) 式で評価することを提案している (以下、Kang & Mori の手法という)³¹⁾。

$$s\theta_i = \sqrt{\left(sPF_{1,i}^I \cdot sS_{D,1}^I\right)^2 + \sum_{j=2}^n \left(sPF_{j,i}^E \cdot sS_D^E(sT_j; sh_j)\right)^2} \quad (2.51)$$

ここに、左添え字の “ s ” は制振構造物の振動特性や応答を表すパラメータ，“ f ” は制振構造物内の多層骨組部の振動特性や応答を表すパラメータ，“ d ” は制振構造物内のダンパー部の振動特性や応答を表すパラメータを示す。 $sPF_{j,i}^E$ は制振構造物の第 i 層の層間変形角の j 次の弾性刺激関数、 $sS_D^E(sT_j; sh_j)$ は制振構造物の j の弾性固有周期 sT_j と減衰定数 sh_j の弾性スペクトル変位応答である。また、制振構造物の塑性化を考慮した一次の層間変形角の刺激関数である $sPF_{1,i}^I$ の評価に用いる制振構造物の降伏後の一次振動モード形 $s\phi_{1,i}^I$ は、IMP 内で提案されている評価法に基づき評価されている。具体的には、制振構造物の一次モードと等価な弾塑性一質点系の最大変位応答である $sS_{D,1}^I$ に相当する一次モード比例外力を用いた制振構造物の Pushover 解析結果のステップ数 N を求め、そのステップ数 N に対応する層間変位分布を $s\phi_{1,i}^I$ としている。

以下に、制振構造物の一次モードと等価な弾塑性一質点系の作成方法を示す。

履歴ダンパーは層変位に依存して振動エネルギーを吸収するため、ある層に設置されたダンパーは、Fig. 2.7(a) のようにその層の変位に依存するせん断バネに置換することが可能であることから、Kang & Mori はダンパーを各層毎にせん断バネに置換、多層骨組を一つのせん断バネに置換し、それらを並列に並べることで等価弾塑性一質点系の復元力特性を評価する手法を提案してい

る (Fig. 2.7(c))。以下、制振構造物の一次モードと等価な弾塑性一質点系を一次の MS モデルという。

【一次の MS モデルの質量】

一次の MS モデルの質量は、制振構造物の一次の等価質量 ${}_sM_1$ とする。

$${}_sM_1 = \left(\sum_{i=1}^n {}_sm_i \cdot {}_su_{1,i}^E \right)^2 / \left(\sum_{i=1}^n {}_sm_i \cdot {}_su_{1,i}^{E^2} \right) \quad (2.52)$$

ここに、 ${}_sm_i$ は制振構造物の第 i 層の質量、 ${}_su_{1,i}^E$ は制振構造物の第 i 層の弾性の一次モードベクトルである。

【制振構造物のダンパー部と等価な弾塑性バネ】

第 i 層のダンパーを置換した弾塑性バネ（以下、第 i 番目弾塑性バネという）の復元力特性は Bi-linear 型とする。その評価法を以下に示す。

制振構造物が弾性応答をする範囲では、一次の MS モデルの変位 ${}_sd_1$ と制振構造物の第 i 層の一次モードによる層間変位 ${}_sd_i$ とが次式で関係づけられる。

$${}_sd_1 = {}_sd_i / \{ ({}_su_{1,i}^E - {}_su_{1,i-1}^E) \cdot {}_s\Gamma_1^E = {}_sd_i / ({}_s\phi_{1,i}^E \cdot {}_s\Gamma_1^E) \} \quad (2.53)$$

第 i 番目弾塑性バネの降伏変位 ${}_dd_{y1,i}$ は、(2.53) 式中の ${}_sd_i$ に第 i 層のダンパーの降伏変位 ${}_dd_{y,i}$ を代入することで評価する。

$${}_dd_{y1,i} = {}_dd_{y,i} / ({}_s\phi_{1,i}^E \cdot {}_s\Gamma_1^E) \quad (2.54)$$

第 i 番目弾塑性バネの初期剛性 ${}_dk_{1,i}$ 、最大塑性率 ${}_d\mu_{1,i}$ および第二次勾配 ${}_d\alpha_{1,i}$ は、第 i 層ダンパーと第 i 番目弾塑性バネの荷重-変位関係を示す Fig. 2.8 中の横線部、斜線部および縦線部の三つの部分の面積がそれぞれ等しいと仮定し、(2.54) 式とあわせることで評価している。

$${}_dk_{1,i} = {}_dK_i \cdot ({}_s\phi_{1,i}^E)^2 \cdot ({}_s\Gamma_1^E)^2 \quad (2.55)$$

$${}_d\mu_{1,i} = {}_d\mu_i \quad (2.56)$$

$${}_d\alpha_{1,i} = {}_d\alpha_i \quad (2.57)$$

ここに、 ${}_dK_i$ 、 ${}_d\mu_i$ 、 ${}_d\alpha_i$ は、それぞれ第 i 層のダンパーの初期剛性、塑性率、二次勾配である。

【制振構造物内の多層骨組部と等価な弾塑性バネ】

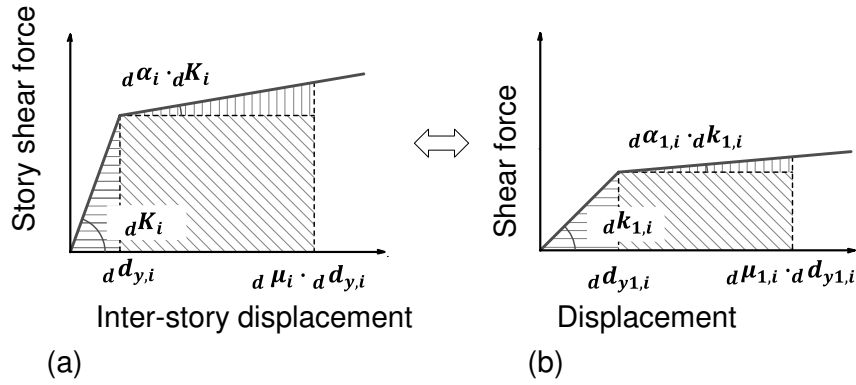


Fig. 2.8 Relationship between (a) Story shear force and inter-story drift curve of the damper at the i th story in a multi-story frame, (b) Shear force and drift curve of the i th spring in oscillator

一次の MS モデル内の多層骨組部を置換した弾塑性バネの復元力特性は、ダンパー設置前の多層骨組のみに対して、その一次モード比例外力を用いた Pushover 解析により得られる骨組頂部の荷重-変位曲線を、IMP で提案されている手法と同様にして Tri-linear 型にモデル化 (2.2.3 項) したものをを用いる。ただし、IMP ではその初期剛性を多層骨組の全質量と一次固有周期を用い (2.23) 式で評価しているが、Kang & Mori の手法ではその初期剛性、すなわち制振構造物内の多層骨組部と等価な弾塑性バネの初期剛性 $_f k_1$ をダンパーの影響を考慮して評価している。具体的には、質量 M_1 、初期剛性 k_1 をもつダンパー設置前の多層骨組と等価な一質点系 (Fig. 2.9(a)) の固有周期 T_1 と、質量 $_s M_1$ 、初期剛性 $_f k_1$ をもつ MS モデルからダンパーを置換したバネを削除した一質点系 (Fig. 2.9(b)) の固有周期が等しいという仮定を設けることで、

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{k_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{_s M_1}{_f k_1}} \quad (2.58)$$

という関係を得、これを $_f k_1$ について解くことで $_f k_1$ 評価式を得ている。

$$_f k_1 = k_1 \cdot \frac{_s M_1}{M_1} = \frac{4\pi^2 \cdot _s M_1}{T_1^2} \quad (2.59)$$

IMP に一次モードと等価な弾塑性一質点系の最大変位応答を MS モデルを用いて評価することで、各層のダンパーが順次降伏する影響を考慮することができ。しかしながら、制振構造物の応答を

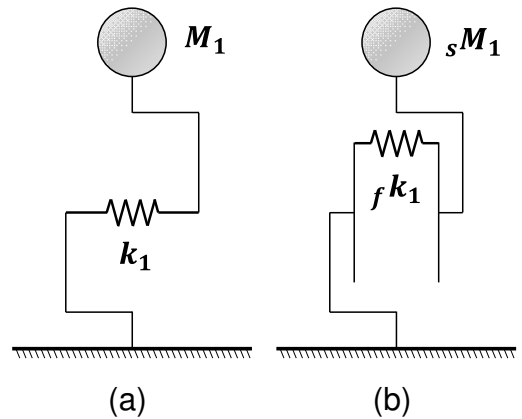


Fig. 2.9 Two equivalent inelastic oscillator used for evaluation of $_f k_1$

より精度良く評価するためには以下の三つの課題が残り、3章では、これらの課題を解決することで新たな制振構造物の応答評価法を提案するとともにその評価精度について検討する。

- (1) (2.59) 式による $f k_1$ 評価法では、ダンパーを置換したバネを MS モデルから削除した一質点系の質量を制振構造物の振動モード形を用いた等価質量 ${}_s M_1$ ((2.52) 式) としており工学的根拠に欠ける。また、ダンパーの剛性や配置などの違いにより多層骨組と制振構造物の振動モード形が異なる場合には、制振構造物の弾性一次固有周期とこれと等価であるはずの一次の MS モデルの弾性固有周期が一致しないことが起こり得る。
- (2) (2.51) 式中の弾性高次モード応答をダンパーの初期剛性を用いた制振構造物の固有値解析から求まる j 次の固有周期 ${}_s T_j$ および振動モード形 ${}_s \phi_{j,i}^E$ により評価している。しかしながら、ダンパーは一般に骨組と比べて早期に降伏することから、骨組が降伏する以前にも制振構造物の見かけ上の固有周期や振動モード形、履歴減衰は変化しており、これらの変化が高次モード応答の評価に反映されていない。
- (3) 制振構造物の降伏後の一次振動モード形 ${}_s \phi_{1,i}^I$ は一般構造物を対象とした IMP と同様に、一次の MS モデルの最大変位応答 ${}_s S_{D,1}^I$ および制振構造物の Pushover 解析によって得られる各層の変位分布から求められる。一般構造物を対象とした IMP では、Pushover 解析に A_i 分布に基づく外力分布を用いているが、 A_i 分布には構造物の剛性分布が考慮されていないことから、ピロティ形式などの層剛性の急変する構造物に対する適切な外力分布については今後更なる検討の必要性があるとされており²⁴⁾、ダンパーの剛性や配置により層剛性が急変しうる得る制振構造物もこれにあてはまる。一方、Kang & Mori による一次の MS モデルを用いた IMP では、制振構造物の弾性一次振動モード形を用いており、ダンパーが設置されたことによる制振構造物の剛性分布の大きな変化を考慮しているが、制振構造物の上層部での応答がやや過小に評価される傾向がある⁵³⁾。

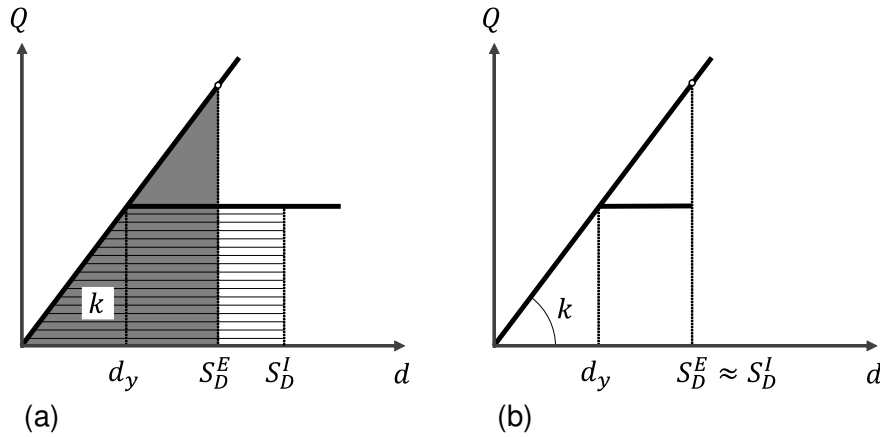


Fig. 2.10 (a) Energy conservation rule, (b) Displacement conservation rule

2.4 弾塑性一質点系の最大変位応答評価法

2.2, 2.3 節に示した多層骨組あるいは制振構造物の弾塑性応答評価法ではいずれも、それらの一次モードと等価な弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I(T_1; h_1)$ (以下, $S_{D,1}^I$ と略記) を用いている。

既往の $S_{D,1}^I$ 評価手法としては、「エネルギー一定則」, 「変位一定則」, 「Nassar & Krawinkler の手法」, 「Chopra & Chintanapakdee の手法」, 「等価線形化手法」, 「固有周期依存型スペクトル強さを用いた応答評価法」等があり一部は実用化されている。等価線形化手法については、減衰補正係数を用いてより簡便に最大変位応答を評価することが可能となるほか、最大変位応答を図的解法により求める Capacity Spectrum 法等も提案されている。本節では、これらの $S_{D,1}^I$ の簡易評価法について概説する。

2.4.1 エネルギー一定則

エネルギー一定則は、初期剛性 k の弾塑性系のポテンシャルエネルギー (Fig. 2.10(a) 中の横線で示す台形の面積) が、同じく初期剛性 k の弾性系のポテンシャルエネルギー (Fig. 2.10(a) 中の網掛けで示す三角形の面積) と等しいとして $S_{D,1}^I$ を推定する方法であり、完全弾塑性型一質点の場合、 $S_{D,1}^I$ 推定式は (2.60) 式で表される。この評価法は T_1 が比較的に短い場合に応答を精度良く評価することができるとされている。

$$S_{D,1}^I = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{S_D^E(T_1; h_1)}{d_y} \right)^2 \right\} d_y \quad (2.60)$$

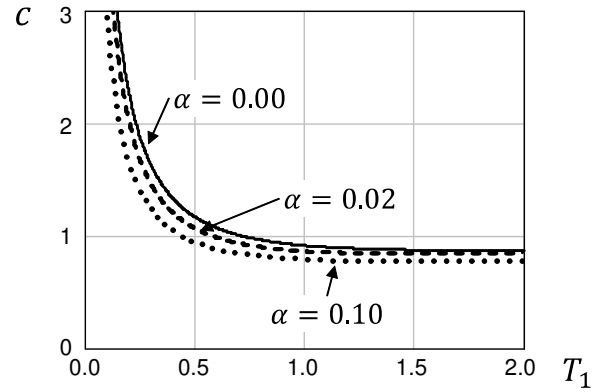
ここに、 d_y は一質点系の降伏変位である。

Table 2.1 c_1 and c_2

	$\alpha = 0.00$	$\alpha = 0.02$	$\alpha = 0.10$
c_1	1.00	1.01	0.80
c_2	0.42	0.37	0.29

Table 2.2 T_1 (s) at $c = 2$ or $c = 1$

	$\alpha = 0.00$	$\alpha = 0.02$	$\alpha = 0.10$
$c = 2$	0.232	0.202	0.160
$c = 1$	0.725	0.586	0.440

Fig. 2.11 Relationship between c and T_1

2.4.2 変位一定則

変位一定則は、Fig. 2.10(b) に示すように、弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ を弾性スペクトル変位応答 $S_D^E(T_1; h_1)$ で推定する方法であり、 T_1 が比較的長い場合に良い評価精度が得られるとされている。

$$S_{D,1}^I = S_D^E(T_1; h_1) \quad (2.61)$$

2.4.3 Nassar & Krawinkler の手法

Nassar & Krawinkler は、エネルギー一定則が短周期領域で、変位一定則が長周期領域で応答を精度よく評価することができるとされていることを踏まえ、次式で $S_{D,1}^I$ を推定することを提案している⁵⁴⁾。

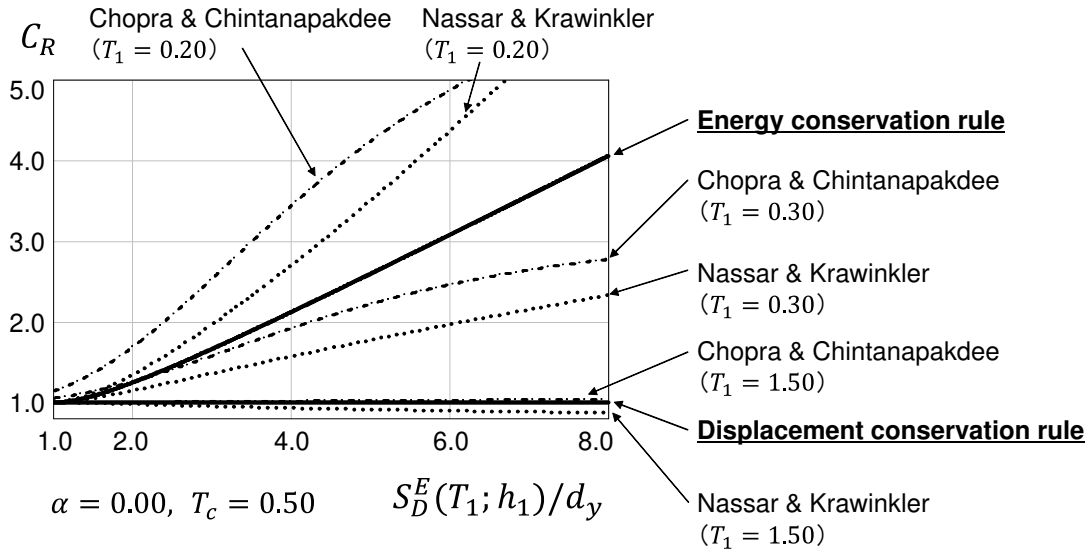
$$S_{D,1}^I = C_R \cdot S_D^E(T_1; h_1) \quad (2.62)$$

$$= \left[1 + \frac{1}{c} \left\{ \left(\frac{S_D^E(T_1; h_1)}{d_y} \right)^c - 1 \right\} \right] \frac{d_y}{S_D^E(T_1; h_1)} \cdot S_D^E(T_1; h_1) \quad (2.63)$$

ここに、 C_R は Inelastic Deformation Ratio と呼ばれる係数である。

(2.63) 式は c が 2 のとき (2.60) 式 (エネルギー一定則) と、 c が 1 のとき (2.61) 式 (変位一定則) と一致する。この c を Nassar & Krawinkler は、二次勾配 $\alpha = 0.00, 0.02$ あるいは 0.10 , $h_1 = 0.05$ の Bi-linear 型一質点系を対象とした多数の地震動による応答解析結果に基づき、 T_1 の関数として次式で評価している。

$$c = \frac{T_1^{c_1}}{1 + T_1^{c_1}} + \frac{c_2}{T_1} \quad (2.64)$$

Fig. 2.12 Relationship between C_R and $S_D^E(T_1; h_1)/d_y$

ここに、 c_1 と c_2 の値を Tabel 2.1 に示す。

c と T_1 との関係 ((2.64) 式) を α 毎に示したものが Fig. 2.11 である。また特に $c = 2$ あるいは $c = 1$ のときの T_1 の値を Tabel 2.2 に α 毎に示す。

2.4.4 Chopra & Chintanapakdee の手法

Chopra & Chintanapakdee は、(2.62) 式中の C_R を $S_D^E(T_1; h_1)/d_y$ および T_1 だけでなく α の関数として次式に示す経験式により評価することを提案している⁵⁵⁾。

$$C_R = 1 + \left[\left\{ \frac{\alpha \cdot S_D^E(T_1; h_1)/d_y}{(S_D^E(T_1; h_1)/d_y - 1)(1 - \alpha)} \right\} + \left\{ \frac{p_1}{(S_D^E(T_1; h_1)/d_y)^{p_2}} + p_3 \right\} \left(\frac{T_1}{T_c} \right)^{p_4} \right]^{-1} \quad (2.65)$$

ここに、 T_c は速度一定領域と加速度一定領域との境界周期であり、梅村スペクトル⁴³⁾によれば $T_c = 0.50$ となる。また Chopra & Chintanapakdee は、入力地震動をマグニチュード M が大きいもの ($M = 6.6 \sim 6.9$) と小さいもの ($M = 5.8 \sim 6.5$)、また震源からの距離 R が遠いもの ($R = 30 \sim 60$ km) と近いもの ($R = 13 \sim 30$ km) に分けた上で、それぞれの組み合わせからなる四つのグループの各々に対し $p_1 \sim p_4$ を求めている。またこの四つのグループで共通して $p_1 = 61$, $p_2 = 2.4$, $p_3 = 1.5$, $p_4 = 2.4$ と設定することもできるとしている。

Fig. 2.12 に、完全弾塑性型一質点系を対象とした C_R と $S_D^E(T_1; h_1)/d_y$ との関係を、エネルギー一定則と変位一定則はともに実線で、Nassar & Krawinkler の手法は点線で、Chopra & Chintanapakdee の手法は一点鎖線で示す。なお、Fig. 2.12 では Nassar & Krawinkler の手法および Chopra & Chintanapakdee の手法に対して $T_1 = 0.20, 0.30, 1.50$ の三つの場合を示している。完

全弾塑性型一質点系の場合，Nassar & Krawinkler の手法による応答値は Table 2.2 に示したように $T_1 = 0.232$ でエネルギー一定則による応答値と等しくなるが， T_1 が 0.032 秒だけ異なる $T_1 = 0.2$ のときのこれらの手法の $C_R \cdot S_D^E(T_1; h_1)/d_y$ 関係は Fig. 2.12 に示すように大きく異なり，例えば $S_D^E(T_1; h_1)/d_y = 6.0$ のとき，Nassar & Krawinkler の手法の応答値はエネルギー一定則の応答値のおおよそ 1.4 ($\approx 4.36/3.08$) 倍となる。

2.4.5 等価線形化手法

等価線形化手法は，弾塑性系の応答をこれと等価な弾性系の応答から推定するという着想に基づき，塑性化による剛性の低下に伴う多層骨組の長周期化および履歴ループのエネルギー吸収による見かけの減衰定数の増大を考慮して，塑性化した弾塑性一質点系の等価固有周期 T_{eq} および等価減衰定数 h_{eq} を評価し，それらを用い評価したスペクトル変位応答 $S_D^E(T_{eq}, h_{eq})$ を弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ とするものである^{6),43)}。

等価線形化手法に基づいた弾塑性一質点系の最大変位応答の評価は，一般に以下の手順に従って行われる。

1. 最大塑性率 $\hat{\mu}$ の初期値を工学的判断より仮定する。
2. $\hat{\mu}$ から等価固有周期 T_{eq} と等価減衰定数 h_{eq} をそれぞれ評価する。
3. 弾性応答スペクトルから $S_D^E(T_{eq}; h_{eq})$ を求め，最大塑性率 $\hat{\mu} = S_D^E(T_{eq}; h_{eq})/d_y$ を新たに求める。
4. step 2, 3 を $\hat{\mu}$ が収束するまで繰り返し，最大変位応答 $S_{D,1}^I = S_D^E(T_{eq}, h_{eq})$ を求める。

手順 1 における最大塑性率 $\hat{\mu}$ の初期値の設定方法は，特に定められた方法はなく，現状では設計者の工学的判断にゆだねられている。

また上記手順にも示したように，等価線形化手法では等価減衰定数 h_{eq} が変化する度に応答スペクトルを評価する必要がありやや手間がかかる。そこでこれを回避するより実用的な手法として，任意の減衰 h に対応した応答スペクトル $S_D^E(T; h)$ を，初期減衰 h_1 の弾性応答スペクトル $S_D^E(T; h_1)$ に減衰補正係数 $F_h(h)$ を乗じて評価する手法が提案されており，これを採用すれば $S_{D,1}^I$ を次式で推定することができる。

$$S_{D,1}^I = S_D^E(T_{eq}, h_{eq}) = S_D^E(T_{eq}, h_1) \cdot F_h(h_{eq}) \quad (2.66)$$

以下に，「等価固有周期と等価減衰定数」および「減衰補正係数」について示す。

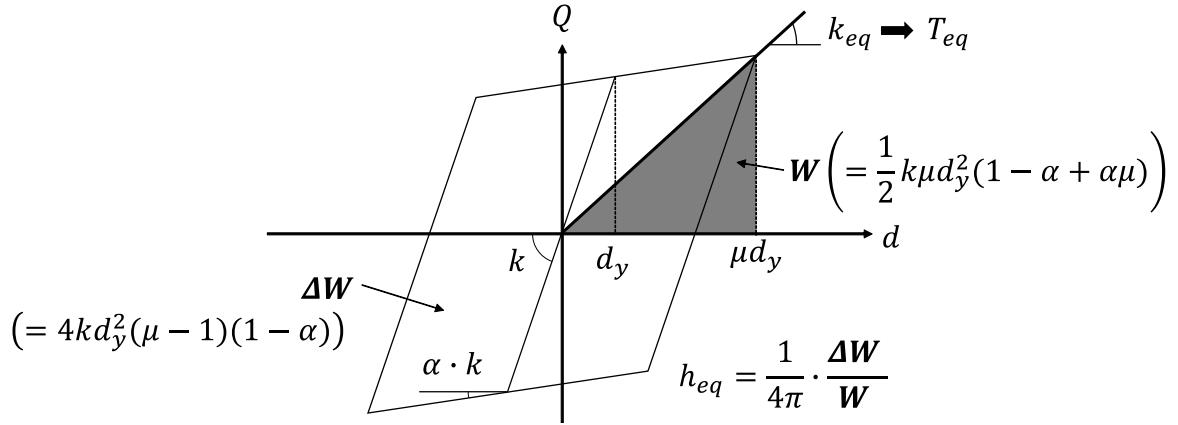


Fig. 2.13 Equivalent stiffness and equivalent damping factor

【等価固有周期と等価減衰定数】

一般に、等価固有周期 T_{eq} は弾塑性応答の最大値、あるいはその平均的な値に対応する割線剛性 k_{eq} から評価され、等価粘性減衰定数 h_{eq} は、地震により構造物に入力される全エネルギーが、構造物と等価な線形系が吸収する全エネルギーと等しいという仮定のもと定められる。以下に、Jennings⁵⁶⁾、Newmark & Rosenblu^{28),57),58)}、柴田 & Sozen⁵⁹⁾、島崎⁶⁰⁾、Iwan⁶¹⁾、建築物荷重指針^{43),62)} による評価式を示す。

● Jennings の手法⁵⁶⁾

Jennings は正弦波定常応答を想定し、Fig. 2.13 に示すように、 T_{eq} を最大応答に対応する割線剛性 k_{eq} から求められる固有周期として、 h_{eq} を最大塑性率が μ のときに描く 1 サイクル間の復元力特性の面積 ΔW と等価ポテンシャルエネルギー W (Fig. 2.13 中の網掛けで示す三角形の面積) との比として評価している。Bi-linear 型一質点を対象とすれば、 T_{eq} と h_{eq} はそれぞれ (2.67)、(2.68) 式で表される。

$$T_{eq} = T_1 \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha \cdot \mu}} \quad (2.67)$$

$$\begin{aligned} h_{eq} &= \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} + h_1 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{4kd_y^2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\frac{1}{2}k\mu d_y^2(1 - \alpha + \alpha\mu)} + h_1 \\ &= \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi\mu(1 - \alpha + \alpha\mu)} + h_1 \end{aligned} \quad (2.68)$$

特に二次勾配 $\alpha = 0.0$ のとき、(2.67)、(2.68) 式はそれぞれ次のように表される。

$$T_{eq} = T_1 \cdot \sqrt{\mu} \quad (2.69)$$

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) + h_1 \quad (2.70)$$

● Newmark & Rosenblu の手法^{28),57),58)}

Newmark & Rosenblu は、地震応答では一質点の振幅が各サイクルごとに塑性率が0～最大塑性率 μ までの範囲で変われることを踏まえ、等価減衰定数を正弦波定常応答を想定し提案された (2.68) 式に示す h_{eq} の $1 \sim \mu$ までの平均値として (2.71) 式で評価することを提案している。また (2.71) 式を制振構造物各層の等価減衰定数にまで展開したものが 2.3.2 項中の (2.36) 式である。

$$\begin{aligned} h_{eq} &= \frac{1}{\mu} \int_1^{\mu} h'_{eq}(\mu') d\mu' + h_1 = \frac{1}{\mu} \int_1^{\mu} \frac{2(1-\alpha)(\mu' - 1)}{\pi\mu'(1-\alpha+\alpha\mu')} d\mu' + h_1 \\ &= \frac{2}{\mu\pi\alpha} \ln \frac{1-\alpha+\alpha\mu}{\mu^\alpha} + h_1 \end{aligned} \quad (2.71)$$

● 柴田・Sozen の手法⁵⁹⁾

柴田・Sozen は、主に RC 系構造物を対象に、 T_{eq} を (2.69) 式で、 h_{eq} を次式で評価している。

$$h_{eq} = 0.2 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_1 \quad (2.72)$$

● 島崎の手法⁶⁰⁾

島崎は、RC 構造物を対象とした柴田・Sozen の手法を拡張し、 h_{eq} を (2.73) 式で評価することを提案しており、これが限界耐力計算の上部構造の応答評価評価法にも採用されている。なお、 T_{eq} は (2.69) 式で評価している。

$$h_{eq} = \gamma \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_1 \quad (2.73)$$

ここに、 γ は等価粘性減衰指数であり、構造種別毎に Table 2.3 の値を設定している。

Table 2.3 γ value for each structure type

type	γ
Shear frame type reinforced concrete structure	0.01
Frame type reinforced concrete structure with shear wall	0.10
Frame type reinforced concrete structure with slipping of reinforcing bar at beam-column join	0.15
Frame type reinforced concrete structure	0.20
Frame type steel structure	0.25

● Iwan の手法⁶¹⁾

Iwan は、Bi-linear 型をはじめとする種々の履歴モデルを対象として、 T_{eq} および h_{eq} を (2.74)、

(2.75) 式でそれぞれ評価している。なお、これらの式の適用範囲は最大塑性率 $\mu \leq 8$ である。

$$T_{eq} = \{1 + 0.121 \cdot (\mu - 1)^{0.939}\} \cdot T_1 \quad (2.74)$$

$$h_{eq} = 0.0587 \cdot (\mu - 1)^{0.371} + h_1 \quad (2.75)$$

● 建築物荷重指針 (2015) ^{43),62)}

建築物荷重指針では、構造物全体としての等価減衰定数 h_{eq} を各部材の等価減衰定数をその部材の等価ポテンシャルエネルギーで重みづけした (2.76) 式により求めている。また T_{eq} は最大変形時の割線剛性に対応する固有周期としている。

$$h_{eq} = \frac{\sum_{k=1}^N {}_m h_k \cdot {}_m W_k}{\sum_{k=1}^N {}_m W_k} + h_1 \quad (2.76)$$

ここに、 N は部材数である。また ${}_m h_k$ および ${}_m W_k$ は部材 k の等価減衰定数および等価ポテンシャルエネルギーであり、それぞれ (2.77), (2.78) 式で求められる。

$${}_m h_k = \gamma \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{{}_m \mu_k}}\right) \quad (2.77)$$

$${}_m W_k = \frac{1}{2} \cdot {}_m F_k \cdot {}_m d_k \quad (2.78)$$

ここに、 ${}_m \mu_k$, ${}_m F_k$ および ${}_m d_k$ は部材 k の塑性率、耐力および変位であり、これらは構造物の Pushover 解析から求めた各ステップにおける各層の変位を (2.18), (2.19) 式に代入することで得られる S_A - S_D 関係上において、与えられた塑性率に対応するステップを求め、そのステップにおける構造物各層の応答値から算出される。

【減衰補正係数】

これまでに提案された減衰補正係数 F_h の評価式のうち、梅村ら ((2.79) 式) ⁶³⁾, 建築研究所 ((2.80) 式) ^{49),64)}, 住宅公団 (限界耐力計算) ((2.81) 式) ⁶⁵⁾, 秋山 ((2.82) 式) ⁶⁶⁾, Hanson & Jeong ((2.83) 式) ⁶⁷⁾, 笠井ら ((2.84) 式) ²⁸⁾ による提案式を以下に示す。

$$F_h(h) = \frac{1.5}{1 + 10 \cdot h} \quad (2.79)$$

$$F_h(h) = \frac{1 + 10 \cdot h_1}{1 + 10 \cdot h} \quad (2.80)$$

$$F_h(h) = \begin{cases} \frac{1.5}{1 + 10 \cdot h} & 0.02 \leq h \leq 0.05 \\ \frac{2.25}{1.75 + 10 \cdot h} & 0.05 \leq h \end{cases} \quad (2.81)$$

$$F_h(h) = \frac{1 + 3 \cdot h_1 + 1.2 \cdot \sqrt{h_1}}{1 + 3 \cdot h + 1.2 \cdot \sqrt{h}} \quad (2.82)$$

$$F_h(h) = \sqrt{\frac{(1 - \exp(-18 \cdot h)) \cdot h_1}{(1 - \exp(-18 \cdot h_1)) \cdot h}} \quad (2.83)$$

$$F_h(h) = \sqrt{\frac{1 + 25 \cdot h_1}{1 + 25 \cdot h}} \quad (2.84)$$

減衰定数係数は地震動の周期特性や継続時間等に依存することから^{65),68)}、上記の減衰補正係数では地震動の特性が十分に反映されているとは言い難い。そこで、笠井らは減衰補正係数を減衰定数 h だけでなく一質点系の固有周期 T の関数として (2.85) 式で評価することも提案している²⁸⁾。

$$F_h(T, h) = \begin{cases} \left(\sqrt{\frac{1 + 25 \cdot h_1}{1 + 25 \cdot h}} - 1 \right) \cdot (5 \cdot T) + 1 & (0 \leq T \leq 0.2 \text{ (s)}) \\ \sqrt{\frac{1 + 25 \cdot h_1}{1 + 25 \cdot h}} & (0.2 < T \leq 2 \text{ (s)}) \\ \sqrt{\frac{1 + 25 \cdot h_1}{1 + 25 \cdot h}} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{h/h_1} \cdot (T - 2)}{40} + 1 \right\} & (2 < T \leq 8 \text{ (s)}) \end{cases} \quad (2.85)$$

【Capacity Spectrum 法】

Capacity Spectrum 法は、構造物全体の構造特性を表す Capacity Spectrum (CS) と構造物の塑性率に応じて等価粘性減衰を変化させた応答スペクトルを表す Demand Spectrum (DS) とを重ねあわせることで最大応答を推定する等価線形化手法の図的解法の一つであり、限界耐力計算の上部構造の応答評価法にも採用されている。Fig. 2.14(a) は CS 法の概念図であり、任意の応答値に対する等価固有周期とそのときの塑性率から求まる等価粘性減衰定数 h_{eq} に対応する DS との交点を求め、その交点を結んだ移行曲線 (Transition Curve) と CS の交点として最大応答は評価される。

S_A - S_D 座標系に表される通常の CS 法では、DS と CS の交点を求めるために収束計算をする必要があるが、森・丸山⁶⁹⁾ は、 S_A - S_D 座標系を Fig. 2.14(b) のように S_D - T 座標系に変換することにより、 T , S_D , および減衰補正係数 $F_h(h_{eq})$ が弾塑性一質点系の最大塑性率 μ の関数で表されることから、収束計算をすることなく DS と CS の交点として直接応答を求めることができる方法を示している。以下にその手順を示す。

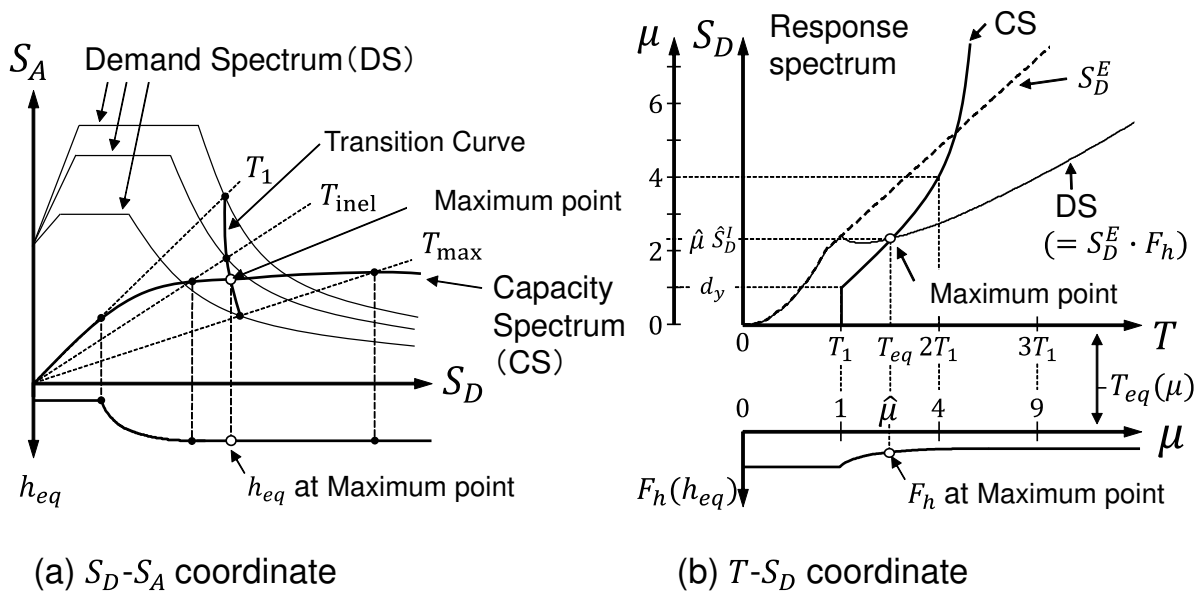


Fig. 2.14 Capacity spectrum method

1. S_D および T は、等価線形化手法により評価される最大塑性率 $\hat{\mu}$ の関数としてそれぞれ (2.86), (2.87) 式で表される。

$$S_D = \hat{\mu} \cdot d_y \quad (2.86)$$

$$T = T_{eq}(\hat{\mu}) \quad (2.87)$$

ここに、 $T_{eq}(\bullet)$ は等価固有周期の推定式であり、(2.69) 式等を表す。

2. 弾性系の DS, すなわち弾性変位応答スペクトルを S_D - T 座標系に表す。また、弾塑性一質点系の荷重変位関係上の任意の塑性率に対応する S_D および T を (2.86), (2.87) 式から求め、これを CS として S_D - T 座標系に表す。
3. $\hat{\mu}$ の関数として表される等価減衰定数 h_{eq} から減衰補正係数 $F_h(h_{eq})$ を評価し、これを弾性系の DS に乗することで弾塑性系の DS を求める。
4. CS と弾塑性系の DS の交点を、この弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I = S_D^E(T_{eq}, h_{eq})$ とする。

なお、上記の手順 3 で弾性系の DS に乗じている減衰補正係数 $F_h(h_{eq})$ を、 $1/F_h(h_{eq})$ として CS に乗じても応答は同等に評価される。この場合、DS は弾性応答スペクトルとなる。

2.4.6 固有周期依存型スペクトル強さに関する研究

$S_{D,1}^I$ の評価には適切な地震動強さ指標の選定が重要となる。これまでの $S_{D,1}^I$ 評価法ではいずれも地震動強さ指標を弾性スペクトル応答としていたが、本項では $S_{D,1}^I$ と安定して強い相関を有するとされている地震動強さ指標である固有周期依存型スペクトル強さに着目し、その既往研究である「北原・伊藤らの提案する指標に基づく応答評価法」, 「Kadas らの提案する指標」, 「Kurama & Farrow の提案する指標」について概説する。

【北原・伊藤らの提案する指標に基づく応答評価法】

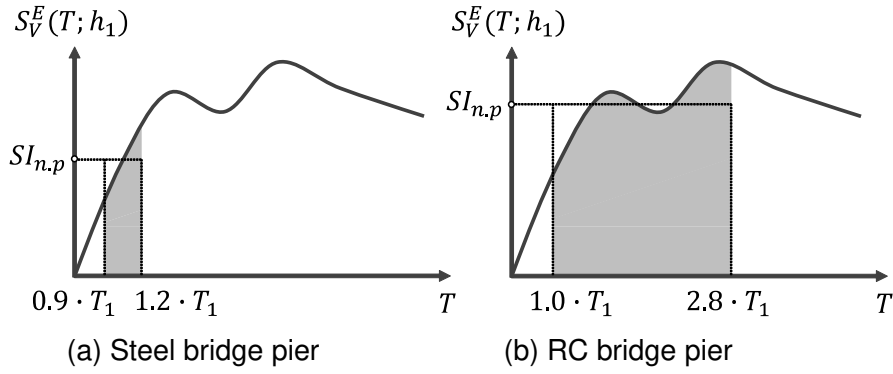
$S_{D,1}^I$ と相関の強い指標は、弾性一次固有周期 $T_1 = 0.3$ 秒程度以下の構造物では PGA , $0.5 \sim 2.0$ 秒程度の構造物では PGV あるいは SI , 2.0 秒以上の構造物では PGD となることが報告されており^{33),34)}, T_1 によって $S_{D,1}^I$ の推定に用いられる適切な地震動強さ指標は変化し得る。このことを踏まえ、より幅広い固有周期帯に対して適用可能な指標として北原・伊藤は鋼製および RC 橋脚を対象に (2.88) 式で評価される固有周期依存型スペクトル強さ（以下、 $SI_{n.p.}$ と略記）を提案している^{36),37)}。

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{(t-s) \cdot T_1} \int_{s \cdot T_1}^{t \cdot T_1} S_V^E(T; h_1 = 0.05) dT \quad (2.88)$$

ここに、 S_V^E は弾性速度応答スペクトルである。

北原・伊藤は s, t をパラメータとした $SI_{n.p.}$ と橋脚と等価な弾塑性一質点系の $S_{D,1}^I$ との相関性を事前に検討した上で、 s, t の値を鋼製橋脚に対してそれぞれ $0.9, 1.2$, RC 橋脚に対してそれぞれ $1.0, 2.8$ と設定し (Fig. 2.15), この積分区間を持つ $SI_{n.p.}$ と $S_{D,1}^I$ との相関係数が $0.9 \sim 0.95$ 程度となるのに対し、 $S_{D,1}^I$ と PGV との相関係数は $0.7 \sim 0.9$ 程度となることを確認している。鋼製橋脚と RC 橋脚で t の値が異なっているのは、それぞれが有している復元力特性の差異によって非線形化したときの長周期化の程度が異なったためであるとされている。すなわち、鋼製橋脚では非線形化後もあまり長周期化していないのに対し、RC 橋脚では大きく長周期化した。また鋼製橋脚の $s = 0.9$ であるのは鋼製橋脚では長周期化が小さいため、弾性固有周期より短周期側の応答スペクトルの成分も、応答に有効に作用した結果であるとされている。

$SI_{n.p.}$ の定義上、Fig. 2.15 中の網掛け部の面積は $sT_1 \sim tT_1$ と $0 \sim SI_{n.p.}$ で囲まれる長方形の面積と等しい。このことを踏まえ北原・伊藤は、 $SI_{n.p.}$ を対象とする構造物の固有周期に対応した範囲における速度スペクトル応答の平均値とみなし、 $S_{D,1}^I$ を、弾性速度応答スペクトルと弾性変位応答スペクトルとの間にある近似的な関係式 $S_D^E(T; h_1) \approx S_V^E(T; h_1) \cdot T/2\pi$ 中の $S_V^E(T; h_1)$ を $SI_{n.p.}$ に、 T を弾塑性応答中の等価固有周期 T_{eq} に置き換えることで評価することを提案してい

Fig. 2.15 Definition of $SI_{n,p}$. proposed by Kiathara and Itoh

る³⁸⁾。

$$S_{D,1}^I = SI_{n,p} \cdot \frac{T_{eq}}{2\pi} \quad (2.89)$$

ここで、北原・伊藤は T_{eq} を、二次設計レベルの地震動に対して4～5程度の最大塑性率 μ が生じるという想定のもと、その平均的な値である $\mu = 2$ のときの割線剛性から評価している。Bi-linear, あるいは Tri-linear 型一質点を対象とすれば、 T_{eq} は次式となる。

$$T_{eq} = \begin{cases} \text{【Bi-linear】} \\ T_1 \cdot \sqrt{\frac{2}{1+\alpha}} \\ \text{【Tri-linear】} \\ \begin{cases} T_1 \cdot \sqrt{\frac{2}{1+\alpha}} & (2 \leq \mu_g) \\ T_g \cdot \sqrt{\frac{2/\mu_g}{1-\alpha_g+2\alpha_g/\mu_g}} & (2 > \mu_g) \end{cases} \end{cases} \quad (2.90)$$

【Kadas らの提案する指標】

Kadas らは、RC 構造物を対象に、加速度応答スペクトルを用い積分範囲の上限値を tT_1 ではなく構造物の弾塑性挙動により伸びた一次固有周期 T_{eq} として、積分範囲を地震動毎に評価する修正 $SI_{n,p}$ （以下、 $SI_{n,p}^{Kadas}$ と表記、(2.91) 式）を提案し、RC 構造物の全層中の最大層間変形角と $SI_{n,p}^{Kadas}$ の相関係数が 0.79～0.98 程度となることを確認している³⁹⁾。なお、Kadas らは、 $SI_{n,p}^{Kadas}$ を用いた RC 構造物の最大応答評価法の提案には至っていない。また、(2.91) 式中の積分内の項 $(T - T_1)$ は、積分区間内の応答スペクトルの傾きが正の傾向があるか負の傾向があるかを考慮する補正項とされている。しかしながらこの補正は T_1 から遠い固有周期での応答スペクトルの面積を単に重み付けするもので積分区間内の応答スペクトルの傾きそのものの傾向を考慮するものとなっているか疑問が残る。また Kadas らは $(T - T_1)$ を乗じていないスペクトル強さも提示して

おり、これと最大層間変形角との相関性は $SI_{n.p.}^{Kadas}$ と最大層間変形角との相関性と大差ないことを確認している。

$$SI_{n.p.}^{Kadas} = \frac{1}{T_{eq} - T_1} \int_{T_1}^{T_{eq}} \frac{S_A^E(T; h_1 = 0.05)}{C_y \cdot g} \cdot (T - T_1) dT \quad (2.91)$$

ここに、 S_A^E は弾性加速度応答スペクトル、 C_y は等価弾塑性一質点系の降伏せん断力係数、 g は重力加速度である。また Kadas らは Fig. 2.16 に示すように、 T_{eq} を等価弾塑性一質点系の時刻歴応答解析により評価した最大変形時の割線剛性に対応する固有周期を T_1 で除したものと $S_A^E(T_1; h_1 = 0.05)/(C_y \cdot g)$ との関係を地震動毎に評価するとともに（図中の○）この関係をモデル化（図中の実線）することで、次式の T_{eq} 推定式を得ている。

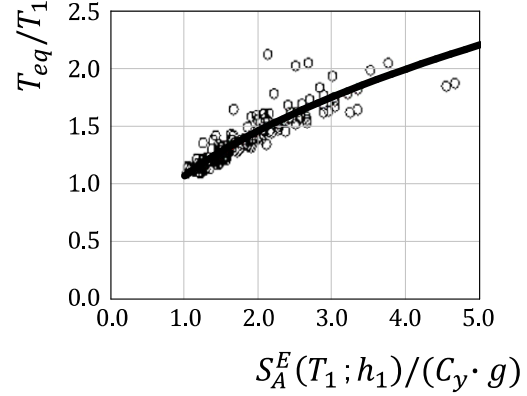


Fig. 2.16 Relationship between T_{eq}/T_1 and $S_A^E(T_1; h_1)/(C_y \cdot g)^{39)}$

$$T_{eq} = 1.07 \cdot T_1 \cdot \left\{ \frac{S_A^E(T_1; h_1 = 0.05)}{C_y \cdot g} \right\}^{0.45} \quad (2.92)$$

【Kurama & Farrow の提案する指標】

Kurama & Farrow は、Bi-linear 型復元力特性を有する一質点および多質点系を対象に (2.93) 式で評価される修正固有周期依存型スペクトル強さ $SI_{n.p.}^{KF}$ を提案している⁷⁰⁾。なお、この提案は設計に用いる入力地震動を適切に基準化する方法の構築を目的としているため、当然ながら $SI_{n.p.}^{KF}$ を用いた構造物の最大応答評価法は提示されていない。

$$SI_{n.p.}^{KF} = \frac{1}{T_{eq} - T_1} \int_{T_1}^{T_{eq}} S_A^E(T; h_1 = 0.05) dT \quad (2.93)$$

ここに、Kurama & Farrow は T_{eq} を、Nassar & Krawinkler の手法（2.4.3 項、(2.63) 式）に基づき推定された最大塑性率に対応する割線剛性から求まる固有周期として評価している（(2.94) 式）。

$$\begin{aligned} T_{eq} &= T_1 \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha \cdot \mu}} \\ &= T_1 \cdot \sqrt{\frac{\frac{1}{c} \left\{ c - 1 + \left(\frac{S_D^E(T_1; h_1)}{d_y} \right)^c \right\}}{1 - \alpha + \alpha \cdot \frac{1}{c} \left\{ c - 1 + \left(\frac{S_D^E(T_1; h_1)}{d_y} \right)^c \right\}}} \end{aligned} \quad (2.94)$$

固有周期依存型スペクトル強さに基づく $S_{D,1}^I$ 評価式の一つとして北原・伊藤は (2.89) 式を提案しているが、この手法では T_{eq} を最大塑性率が 2 のときの割線剛性に対応する固有周期と設定しており汎用性に欠ける。Kadas らや Kurama & Farrow は $S_{D,1}^I$ の評価式を提示してはいないものの、そもそも T_{eq} ((2.92), (2.94) 式) を一質点系の最大変形時の割線剛性に対応する固有周期として $S_{D,1}^I$ に基づき評価している。このため、Kadas らや Kurama & Farrow の指標に基づき $S_{D,1}^I$ 評価法を構築するためには T_{eq} を算出するための $S_{D,1}^I$ 推定式が必要となり、 $S_{D,1}^I$ 評価法に用いるのに適した T_{eq} の設定方法となっているとは言い難い。さらに、固有周期依存型スペクトル強さに基づき妥当性・汎用性高く $S_{D,1}^I$ を推定するためには、固有周期依存型スペクトル強さと $S_{D,1}^I$ との一般的な関係を明らかにした上で、この関係に基づき $S_{D,1}^I$ を推定することが重要となり得るが、これら三つの研究がこの一般的な関係の解明に十分に至っているとは言い難い。

以上のことを踏まえ 4 章では、固有周期依存型スペクトル強さと $S_{D,1}^I$ との一般的な関係を時刻歴応答解析結果に基づき明らかにした上で、この関係に基づく $S_{D,1}^I$ 評価法を提案する。また、その評価精度をエネルギー一定則、変位一定測、Chopra & Chintanapakdee の手法、等価線形化手法および既往の固有周期依存型スペクトル強さに基づく応答評価法の評価精度と比較・検討する。

2.5 使用限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法

本研究の目的は、多層骨組の弾塑性応答評価法を信頼性理論に基づく実用的な限界状態設計法へと展開することにある。本節では、これを達成する上で重要となり得る限界状態設計法に関する既往研究として、まず従来の限界状態設計法、荷重・耐力係数の算定法および略算法等について概説した後、構造物の応答が弾性範囲にとどまる使用限界状態を対象に、SRSS により求めた各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなすことで荷重・耐力係数設計式を導いた「森・中尾の手法」について説明する。また、構造物全体としての限界状態超過確率の評価法として、「破壊確率の上下限值」および「PNET 法」についても概説する。

2.5.1 従来の限界状態設計法

信頼性理論に基づく限界状態設計法は、構造設計に存在する不確かさを確率・統計的に取り扱い、供用期間中に建物が好ましくない状態となる確率、すなわち「限界状態超過確率 P_f 」という定量的な尺度で建物の性能水準を制御する有力な性能設計法の一つである。具体的な限界状態設計法には、 P_f を直接評価する手法と荷重・耐力係数を用いる手法があり、前者は煩雑な計算および高度な確率・統計論の知識を必要とするため実用的ではない。一方後者は、従来の設計法である許容応力度設計法等と同様の形式に従い、建築物に作用する荷重効果（以下、単に荷重という）の基本値および耐力の公称値に、 P_f および荷重・耐力のばらつきを反映した安全率である荷重・耐力係数を乗ずる実用的な手法であり、欧米諸国等多くの国々における規基準に採用されている^{16) - 19)}。

構造物には一般に時間により変動するいくつかの荷重が同時に作用しているが、荷重・耐力係数設計法ではこれらを Turkstra 則^{71), 72)} を用い時間変動しない荷重の組み合わせとして近似的に取り扱うことが多い。Turkstra 則とは、時間により変動する二つ以上の荷重の組み合わせの最大値を、ある荷重（主の荷重）の最大値とその他の荷重（従の荷重）の任意時刻における値との和として評価する経験則である。二つ以上の荷重が同時に最大値に近い値をとる可能性が無視できない場合や二つの荷重による相乗効果があるような場合に危険側の評価となり得るが、実設計では十分に適用できるものとされており、これまでに提案されている荷重・耐力係数の算定法の多くがこの Turkstra 則に基づいている。

荷重・耐力係数の算定法としては、日本建築学会の「建築物の限界状態設計指針」⁷³⁾ にて、以下の三つのフローが示されている。

フロー 1：目標信頼性指標 β_T および耐力の変動係数に応じた荷重・耐力係数を予め表により提示しておく簡易法

フロー 2：荷重・耐力係数を略算する方法

フロー 3：設計者独自の確率解析に基づいて荷重・耐力係数を求める詳細法

フロー 1 は、簡易である反面、柔軟性に乏しく、設計地点の地震ハザードや構造物の振動特性等の諸条件が荷重・耐力係数の算定条件と大きく異なる場合、独自のデータを用いる場合、あるいは目標信頼性水準を細かく設定する場合等に適用することが難しい。フロー 2 は、基礎的な確率・統計論の知識を用い近似的に荷重・耐力係数を算定する方法であり、後述するように、基本変数がすべて対数正規変数に従う場合には、荷重・耐力係数を解析的に表現することができ実用性が

高い。しかしながら、分離係数の評価や非対数正規確率変数については近似的な扱いとなっている。またフロー3は、標準正規変換・AFOSM（Advanced First-Order Second-Moment Method）法^{71),74)}や高速フーリエ変換を用いた詳細な信頼性解析⁷⁵⁾により荷重・耐力係数を決定する方法である。

2.5.2～2.5.4項では主に、荷重・耐力係数の設計式、標準正規変換・AFOSM法に基づく荷重・耐力係数の算定法（フロー3）および荷重・耐力係数の略算法（フロー2）について概説する^{14),71)}。

2.5.2 限界状態超過確率と荷重・耐力係数設計式

耐力を R 、 n 種類の荷重・外力による荷重効果を S_1, \dots, S_n として、これらを互いに独立な確率変数とする。

荷重組み合わせの下での限界状態関数 $G(r, s_1, \dots, s_n)$ を次式で定義する。

$$G(r, s_1, \dots, s_n) = r - \sum_{k=1}^n s_k \quad (2.95)$$

$G(r, s_1, \dots, s_n) = 0$ となる場合が限界状態であり、これが正のとき安全領域、負のときが破壊領域である。また次式で安全余裕 M を定義する。

$$M = G(R, S_1, \dots, S_n) = R - \sum_{k=1}^n S_k \quad (2.96)$$

このとき限界状態超過確率 P_f は、(2.95) 式、(2.96) 式を用いて次式で表される。

$$P_f = P[G(R, S_1, \dots, S_n) < 0] \quad (2.97)$$

$$= P[M < 0] \quad (2.98)$$

P_f は性能水準の評価指標である信頼性指標 β と (2.99) 式で関係づけられる (Fig. 2.17)。 P_f は一般に $10^{-1} \sim 10^{-6}$ 程度の小さな値をとる一方、それに対応する信頼性指標は 1.5～4.5 程度となり工学的に身近な値に変換されている。

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.99)$$

ここに、 $\Phi(x)$ は標準正規確率分布関数である。

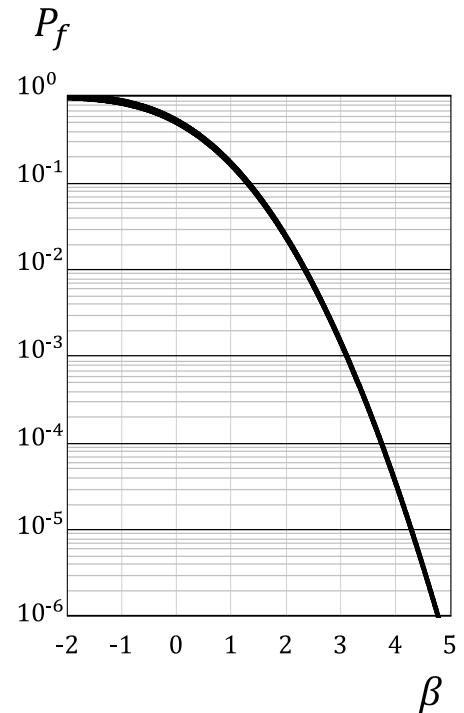


Fig. 2.17 Relationship between P_f and β

許容限界超過確率 P_{fa} または目標信頼性指標 β_T を用いると信頼性理論に基づく限界状態設計法における設計式は次式で表される。

$$P_f \leq P_{fa} = \Phi(-\beta_T) \quad (2.100)$$

一方、荷重・耐力係数による設計式は次式で表わされる。

$$\phi \cdot \mu_R \geq \sum_{k=1}^n \gamma_k \cdot \mu_{S_k} \quad (2.101)$$

ここに、 ϕ 、 γ_j はそれぞれ、耐力係数および荷重効果 S_j に対する荷重係数であり、これらの値には後記するように β_T や荷重および耐力のばらつきの程度が反映される。なお、耐力 R の公称値 Rn 、および荷重効果 S_j の基本値 Sn_j を用いて設計式を以下のように表現する場合もある。

$$\tilde{\phi} \cdot Rn \geq \sum_{k=1}^n \tilde{\gamma}_k \cdot Sn_k \quad (2.102)$$

(2.102) 式の荷重・耐力係数 $\tilde{\phi}$ 、 $\tilde{\gamma}_j$ は、(2.101) 式の ϕ 、 γ_j および耐力の公称値 Rn 、荷重の基本値 Sn_j 、荷重および耐力の平均値を用いて次式で与えられる。

$$\tilde{\phi} = \phi \cdot \frac{Rn}{\mu_R} \quad (2.103)$$

$$\tilde{\gamma}_j = \gamma_j \cdot \frac{Sn_j}{\mu_{S_j}} \quad (2.104)$$

2.5.3 荷重・耐力係数の算定法

【基本確率変数がすべて正規確率変数の場合】

基本確率変数 R 、 S_j ($j = 1, \dots, n$) が全て正規確率変数である場合には、(2.96) 式で定義される安全余裕 M も正規確率変数となり、(2.98) 式と (2.96) 式より限界状態超過確率は次式で表すことができる。

$$P[M < 0] = \Phi\left(\frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2.105)$$

ここに、 β は次式で表される。

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (2.106)$$

また、 μ_M 、 σ_M は M の平均値および標準偏差であり、それぞれ次式で表される。

$$\mu_M = \mu_R - \sum_{k=1}^n \mu_{S_k} \quad (2.107)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sum_{k=1}^n \sigma_{S_k}^2} \quad (2.108)$$

(2.100) 式, (2.106) 式より設計条件式は次式となる。

$$\frac{\mu_M}{\sigma_M} > \beta_T \quad (2.109)$$

(2.109) 式は次式に書き換えることができる。

$$\sigma_M = \frac{\sigma_R^2 + \sum_{k=1}^n \sigma_{S_k}^2}{\sigma_M} = \frac{\sigma_R}{\sigma_M} \cdot \sigma_R + \sum_{k=1}^n \frac{\sigma_{S_k}}{\sigma_M} \cdot \sigma_{S_k} \quad (2.110)$$

$$\equiv \alpha_R \cdot \sigma_R + \sum_{k=1}^n \alpha_{S_k} \cdot \sigma_{S_k} \quad (2.111)$$

ここに, α_R, α_{S_i} は次式で定義される分離係数である。

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sigma_M}, \quad \alpha_{S_i} = \frac{\sigma_{S_i}}{\sigma_M} \quad (2.112)$$

(2.107) 式, (2.111) 式を (2.109) 式に代入すると, 設計条件式は次式となる。

$$\mu_R - \sum_{k=1}^n \mu_{S_k} \geq \beta_T \cdot \left(\alpha_R \cdot \sigma_R + \sum_{k=1}^n \alpha_{S_k} \cdot \sigma_{S_k} \right) \quad (2.113)$$

(2.113) 式において耐力, および各荷重の項をまとめると, 次式の荷重・耐力係数形式の設計条件式となる。

$$(1 - \alpha_R \cdot \beta_T \cdot V_R) \cdot \mu_R \geq \sum_{k=1}^n (1 + \alpha_{S_k} \cdot \beta_T \cdot V_{S_k}) \cdot \mu_{S_k} \quad (2.114)$$

ここに, V_R, V_{S_i} は耐力 R , 荷重効果 S_j の変動係数である。

(2.114) 式は (2.101) 式で示した, 荷重・耐力係数を用いた設計条件式となっており, 耐力 R , 荷重 S_j それぞれの平均値に乗ずる耐力係数 ϕ および荷重係数 γ_j は, 次式で表される。

$$\phi = 1 - \alpha_R \cdot \beta_T \cdot V_R \quad (2.115)$$

$$\gamma_j = 1 + \alpha_{S_j} \cdot \beta_T \cdot V_{S_j} \quad (2.116)$$

なお, 耐力や荷重は一般に正の値をとる確率変数であるのに対し, 耐力 R を正規変数と仮定すると $P[R < 0] > 0$ となる。これは荷重の大きさが 0 であっても破壊が生じる可能性があることを示しており, 特に耐力の変動係数が大きい場合はこの影響を無視することができないため, (2.115), (2.117) 式による荷重・耐力係数は実用的ではない。

【基本確率変数が対数正規確率変数で, かつ荷重・外力が 1 種類の場合】

耐力・荷重がともに対数正規確率変数の場合も, 荷重を表す基本変数が一つの場合には, 荷重・耐力係数および分離係数は正規変数の場合と同様に評価することができる。

基本確率変数 X が対数正規確率変数の場合、 $\ln X$ は正規確率変数となる。そこで安全余裕 M^* を新たに次式で定義する。

$$M^* = \ln R - \ln S \quad (2.117)$$

このとき、安全余裕 M^* は平均値 $(\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S})$ 、分散 $((\sigma_{\ln R})^2 + (\sigma_{\ln S})^2)$ の正規確率変数となることから、設計条件式は次式で表される。

$$P[M^* < 0] = \Phi \left(\frac{0 - (\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S})}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}} \right) < \Phi(-\beta_T) \quad (2.118)$$

ここに、 $\mu_{\ln X}, \sigma_{\ln X}$ は、それぞれ変数 X の対数平均値および対数標準偏差であり、これらは X の平均値 μ_X および変動係数 V_X と次式で関係づけられる。

$$\sigma_{\ln X} = \sqrt{\ln(V_X^2 + 1)} \quad (2.119)$$

$$\mu_{\ln X} = \ln \left(\frac{\mu_X}{\sqrt{V_X^2 + 1}} \right) \quad (2.120)$$

(2.118) 式より、設計条件式は次式で表される。

$$\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S} > \beta_T \cdot \sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2} \quad (2.121)$$

基本変数が正規確率変数の場合と同様に

$$\sigma_{\ln M^*} = \sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2} \quad (2.122)$$

とおくと、(2.122) 式は (2.124) 式に書き換えることができる。

$$\sigma_{\ln M^*} = \frac{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}{\sigma_{\ln M^*}} = \frac{\sigma_{\ln R}}{\sigma_{\ln M^*}} \cdot \sigma_{\ln R} + \frac{\sigma_{\ln S}}{\sigma_{\ln M^*}} \cdot \sigma_{\ln S} \quad (2.123)$$

$$\equiv \alpha_R \cdot \sigma_{\ln R} + \alpha_S \cdot \sigma_{\ln S} \quad (2.124)$$

ここに、 α_R, α_S は次式で与えられる。

$$\alpha_R = \frac{\sigma_{\ln R}}{\sigma_{\ln M^*}}, \quad \alpha_S = \frac{\sigma_{\ln S}}{\sigma_{\ln M^*}} \quad (2.125)$$

(2.122) 式、(2.124) 式を (2.121) 式に代入すると次式で表される設計条件式が得られる。

$$\mu_{\ln R} - \alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln R} > \mu_{\ln S} + \alpha_S \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln S} \quad (2.126)$$

(2.126) 式に (2.120) 式を代入すると、次式で表される荷重・耐力係数設計条件式が得られる。

$$\phi \cdot \mu_R > \gamma \cdot \mu_{S_n} \quad (2.127)$$

ここに、 ϕ , γ はそれぞれ次式で表される。

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + V_R^2}} \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln R}) \quad (2.128)$$

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1 + V_S^2}} \cdot \exp(\alpha_S \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln S}) \quad (2.129)$$

【基本確率変数が非正規確率変数の場合】

耐力や積載荷重などは対数正規確率分布関数に従うとされているが、雪荷重や地震荷重など、荷重は一般的に正規確率分布関数にも対数正規確率分布関数にも従わないことが多い⁶²⁾。このような場合には、標準正規変換・AFOSMを用いて荷重・耐力係数を以下のように評価することができる。

基本確率変数 X_i ($i = 0, 1, \dots, n$) が非正規確率変数の場合、これは次式により標準正規確率変数 U_i に変換される。

$$\Phi(U_i) = F_{X_i}(X_i) \quad (2.130)$$

(2.130) 式の逆変換は次式で表される。

$$X_i = F_{X_i}^{-1}(\Phi(U_i)) \quad (2.131)$$

(2.131) 式を (2.95) 式の左辺に代入することにより、標準正規空間における限界状態関数は次式で表される。

$$g(u_0, u_1, \dots, u_n) = F_R^{-1}(\Phi(u_0)) - \sum_{k=1}^n F_{S_k}^{-1}(\Phi(u_k)) \quad (2.132)$$

(2.132) 式の限界状態関数は、(2.130) 式が非線形変換であることから一般に非線形となるが、この場合には標準正規空間における限界状態面上にプロットされる原点からの最短点 \vec{u}^* で限界状態関数を線形化し、原点からの距離を求めることで信頼性指標を近似評価することができる。これを標準正規変換・AFOSM法という。またこの原点からの最短点は設計点と呼ばれ、以下のようにして評価することができる。

設計点 $\vec{u}^* = \{u_0^*, u_1^*, \dots, u_n^*\}$ は、標準正規空間において原点から限界状態面 $g(\vec{u}) = 0$ までの最短距離を表す信頼性指標 β を用い次式により表される。

$$u_i^* = -\alpha_i^* \cdot \beta \quad (2.133)$$

ここに、 α_i^* は設計点から原点へ方向ベクトルであり、(2.134) 式のように表される。また α_i^* の絶対値は分離係数と等しい。

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial u_i}\right)|_{\vec{u}=\vec{u}^*}}{\sum_{k=0}^n \left\{\left(\frac{\partial g}{\partial u_k}\right)|_{\vec{u}=\vec{u}^*}\right\}^2} \quad (2.134)$$

また、設計点は限界状態面 $g(\vec{u}) = 0$ 上の点であるため、次式が成り立つ。

$$g(\vec{u}^*) = 0 \quad (2.135)$$

(2.133), (2.134), (2.135) 式には未知数が、 u_i^* , α_i^* , β の計 $(2n+3)$ 個のあるのに対し、式の数も同じ $(2n+3)$ 個あるため、この未知数を $(2n+3)$ 元の非線形連立方程式を解くで求めることができる。

このようにして求めた設計点 ((2.133) 式) を (2.131) 式に代入することで、元の空間における設計点 $(r^*, s_1^*, \dots, s_n^*)$ は次のように表される。

$$r^* = F_R^{-1}(\Phi(u_0^*)) = F_R^{-1}(\Phi(-\alpha_0^* \cdot \beta_T)) \quad (2.136)$$

$$s_j^* = F_{S_j}^{-1}(\Phi(u_j^*)) = F_{S_j}^{-1}(\Phi(-\alpha_j^* \cdot \beta_T)) \quad (j = 1, \dots, n) \quad (2.137)$$

もとの空間での設計条件式は次式で表される。

$$r^* \geq \sum_{k=1}^n s_k^* \quad (2.138)$$

(2.138) 式を荷重・耐力係数設計条件式の形式で表現すると次式のようになる。

$$\phi \cdot \mu_R \geq \sum_{k=1}^n \gamma_k \cdot \mu_{S_k} \quad (2.139)$$

ここに、

$$\phi = \frac{r^*}{\mu_R} = \frac{F_R^{-1}(\Phi(-\alpha_0^* \cdot \beta_T))}{\mu_R} \quad (2.140)$$

$$\gamma_j = \frac{s_j^*}{\mu_{S_j}} = \frac{F_{S_j}^{-1}(\Phi(-\alpha_j^* \cdot \beta_T))}{\mu_{S_j}} \quad (2.141)$$

また (2.140), (2.141) 式中の α_i^* を分離係数 α_i に置き換えると、 $\alpha_0 = \alpha_0^*$, $\alpha_j = -\alpha_j^*$ であることから、荷重・耐力係数はそれぞれ次式で表される。

$$\phi = \frac{F_R^{-1}(\Phi(-\alpha_0 \cdot \beta_T))}{\mu_R} \quad (2.142)$$

$$\gamma_i = \frac{F_{S_j}^{-1}(\Phi(\alpha_j \cdot \beta_T))}{\mu_{S_j}} \quad (2.143)$$

ここで、荷重効果 S_j を対数正規確率変数とすると、その荷重係数は、以下のように解析的に表すことができる。

(2.143) 式は次式のように変形できる。

$$F_{S_j}(\gamma_j \cdot \mu_{S_j}) = \Phi(\alpha_j \cdot \beta_T) \quad (2.144)$$

また、 S_j は対数正規変数なので、(2.144) 式の左辺は次式で表される。

$$F_{S_j}(\gamma_j \cdot \mu_{S_j}) = \Phi\left(\frac{\ln(\gamma_j \cdot \mu_{S_j}) - \mu_{\ln S_j}}{\sigma_{\ln S_j}}\right) \quad (2.145)$$

(2.144), (2.145) 式から次式が得られる。

$$\Phi\left(\frac{\ln(\gamma_j \cdot \mu_{S_j}) - \mu_{\ln S_j}}{\sigma_{\ln S_j}}\right) = \Phi(\alpha_j \cdot \beta_T) \quad (2.146)$$

(2.146) 式を γ_j について解くと次式が得られる。

$$\gamma_j = \frac{1}{\sqrt{1 + V_{S_j}^2}} \cdot \exp(\alpha_j \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln S_j}) \quad (2.147)$$

同様に耐力 R を対数正規変数とすると、その耐力係数は次式で表される。

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + V_R^2}} \cdot \exp(-\alpha_0 \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln R}) \quad (2.148)$$

(2.147) 式, (2.148) 式はそれぞれ (2.129) 式, (2.128) 式と同じ表記となるが, AFOSM によって得られた (2.147) 式, (2.148) 式を用いて設計した場合に達成される性能水準には設計点で限界状態関数を線形化したことによる評価誤差が伴う^{76),77)}。

2.5.4 荷重・耐力係数の略算法

荷重や耐力が非正規確率変数の場合、前項で述べたように荷重・耐力係数を設計点から評価することができるが、設計点の算出には一般に非線形連立方程式を解く必要があり煩雑である。そこでこれを回避する実用的な手法として、荷重・耐力係数を略算式により求める方法がこれまでにいくつか提案されており、本項ではその中でも特に「ISO2394 による略算法」, 「対数正規近似を用いた略算法」について概説する。

【ISO2394 による略算法】

ISO2394 では、各荷重や耐力の相対的な重みを表す分離係数 α_i を経験に基づき Table 2.4 に示す定数とした状態で標準正規変換・AFOSM を行うことで荷重・耐力係数を算定する方法を示している¹⁶⁾。確率変数が互いに統計的に独立な場合、AFOSM の解析で用いられる分離係数 α_i の

二乗和は 1 となるのに対し、Table 2.4 に示す値の二乗和は 1.311 となり安全側の評価となり得る。なお、この手法の適用範囲は $0.16 < (\sigma_S/\sigma_R) < 6.6$ （ここに、 σ は標準偏差、 S は支配的な荷重、 R は支配的な耐力のパラメータである）とされている。

Table 2.4 Separate factors α_i in ISO2394

	Primary resistance	Secondary resistance	Primary load	Secondary load
α_i	0.8	0.32	0.7	0.28

Table 2.4 を実設計で用いる際、どの変数を「Primary」としたほうが良いかの判断は難しく、すべての変数を順次「Primary」として取り扱いどれが設計を決定するかを事前に調査しなければならない。

【対数正規近似を用いた略算法】

「建築物荷重指針・同解説」⁶²⁾では、基本変数がすべて対数正規確率変数に従う場合には、分離係数を近似的に取り扱う必要はあるものの荷重・耐力係数を解析的に (2.147), (2.148) 式で表現することができることを踏まえ、以下のような対数正規近似を用いた略算法を示している。

ある確率変数 \tilde{Y} が対数正規変数 Y と超過確率 p_k ($k = 1, 2, p_1 > p_2$) で等価とすると次式に示す関係が得られる。

$$F_{\tilde{Y}}(y_k) = F_Y(y_k) = \Phi\left(\frac{\ln(y_k) - \mu_{\ln Y}}{\sigma_{\ln Y}}\right) = 1 - p_k \quad (k = 1, 2) \quad (2.149)$$

ここに、 $F_{\tilde{Y}}(y)$, $F_Y(y)$ はそれぞれ \tilde{Y} , Y の確率分布関数ある。また $\mu_{\ln Y}$, $\sigma_{\ln Y}$ は Y の対数平均値および対数標準偏差であり、これらは (2.149) 式の連立方程式を解くことで得られる。

$$\mu_{\ln Y} = \frac{1}{a_2 - a_1} \ln\left(\frac{y_1^{a_2}}{y_2^{a_1}}\right) \quad (2.150)$$

$$\sigma_{\ln Y} = \frac{1}{a_2 - a_1} \ln\left(\frac{y_2}{y_1}\right) \quad (2.151)$$

ここに、 $a_k = \Phi(1 - p_k)^{-1}$, $\Phi(\cdot)^{-1}$ は標準正規確率分布関数の逆関数である。

「建築物荷重指針・同解説」では基本的に $p_1 = 0.50$, $p_2 = 0.01$ としている。Fig. 2.18 は対数正規近似の概念図を示したものであり、図中の点線はもとの確率分布関数 $F_{\tilde{Y}}(y)$, 実線は対数正規確率分布関数 $F_Y(y)$, 白丸は点線と実線を一致させた点を表す。

また、「建築物荷重指針・同解説」では分離係数を次式で評価している。

$$\alpha_R = \alpha_R^* \cdot u \quad (2.152)$$

$$\alpha_{S_j} = \alpha_{S_j}^* \cdot u \quad (2.153)$$

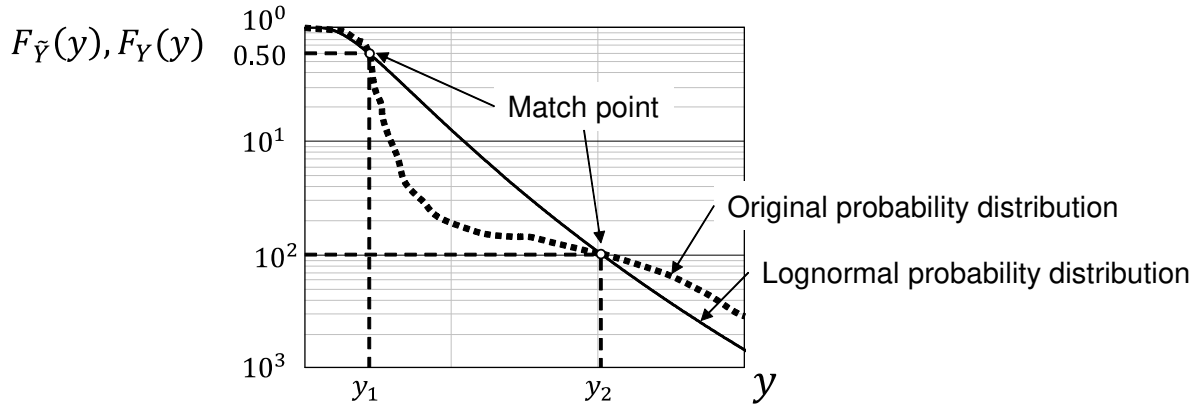


Fig. 2.18 Schematic presentation of lognormal approximation

ここに、 α_R^* , $\alpha_{S_j}^*$, u は次式で算定する。

$$\alpha_R^* = \frac{\sigma_{\ln R}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sum_{k=1}^n (c_k \cdot \sigma_{\ln S_k})^2}} \quad (2.154)$$

$$\alpha_{S_j}^* = \frac{c_j \cdot \sigma_{\ln S_j}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sum_{k=1}^n (c_k \cdot \sigma_{\ln S_k})^2}} \quad (2.155)$$

$$u = \frac{1.05}{1 - \{1 - \sqrt{\alpha_R^{*2} + (\max \alpha_{S_j}^*)^2}\} \cdot \Phi\left(\frac{\max V_{S_j} - 0.6}{0.4}\right)} \quad (2.156)$$

ここに、 $V_{S_j} = \sqrt{\exp(\sigma_{\ln S_j}^2) - 1}$ 。また (2.156) 式は、従来用いていた安全係数 1.05 を各確率変数の重みを考慮しながら割り増す経験式である。 c_j は対数正規近似した確率変数 S_j の総和の平均値に対する S_j の平均値の比であり、次式で算定する。

$$c_j = \frac{\exp\left(\mu_{\ln S_j} + \frac{1}{2}\sigma_{\ln S_j}^2\right) \cdot \mu_{S_j}}{\sum_{k=1}^n \exp\left(\mu_{\ln S_k} + \frac{1}{2}\sigma_{\ln S_k}^2\right) \cdot \mu_{S_k}} \quad (2.157)$$

2.5.5 最大変位応答に基づく荷重・耐力係数設計法

現行の建築基準法では、「大地震に対して建物に重大な損傷がなく崩壊しないこと」を規定しているが、建築主の中には大地震後でも建物の継続使用性や財産価値の保持を望む人もことから、「性能設計」の発展には構造物の使用性の適切な確保に関する検討も重要となり得る。そこで森・中尾は、地震時には構造物の変形量がその安全性や使用性に直接対応することを踏まえつつ、近い将来、弾性スペクトル応答として表現される確率論的地震ハザード情報が整備されることを念

頭に，SRSSにより求めた各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなした荷重・耐力係数設計式に準ずる設計条件式を以下のようにして導くとともに，その設計式に対来の荷重・耐力係数の略算式の適用性について検討している。

最大変位応答に基づく限界状態設計法の設計条件式は以下のように表される。

$$P[\theta_R < \theta_i] \leq P_{fa} = \Phi(-\beta_T) \quad (2.158)$$

ここに， θ_R は定数あるいは確率変数として表される許容層間変形角， θ_i はSRSSより求まる最大層間変形角（(2.9)式）であり，その評価式を再掲する。

$$\theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j) \right)^2} \quad (2.159)$$

SRSSにその評価誤差 ϵ_S を乗じたものを(2.158)式に代入すると設計条件式は次式となる。

$$P \left[\theta_R < \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j) \right)^2} \cdot \epsilon_S \right] \leq P_{fa} \quad (2.160)$$

$R = (\theta_R/\epsilon_S)^2$ ， $S_j = \left(PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j) \right)^2$ とすると，次式の一般的な荷重組み合わせの下での設計条件式が得られる。

$$P \left[R < \sum_{j=1}^n S_j \right] \leq P_{fa} \quad (2.161)$$

荷重・耐力係数を用いることで，(2.161)式は次式の簡便な設計条件式となる。

$$\phi \cdot \mu_R > \sum_{j=1}^n \gamma_j \cdot \mu_{S_j} \quad (2.162)$$

ここに， μ_X は， X の平均値であり， ϕ ， γ_i それぞれ(2.142)，(2.143)式で表される。

中尾・森⁴¹⁾は，荷重とみなした j 次モード応答の二乗 S_j （ $j=1, 2, 3$ ）がすべて対数正規分布に従う場合と， S_1 のみフレシェ分布に従い荷重 S_2 ， S_3 は共に対数正規分布に従う場合を対象に，「建築物荷重指針・同解説」にて示される対数正規近似法，および(2.154)～(2.157)式で評価される分離係数を用いた場合に達成される信頼性指標を算出し，これが目標信頼性指標と概ね一致することを確認している。

弾性応答を対象とした森・中尾の手法を拡張して骨組の応答評価法に限界耐力計算やIMP，MPAを用いることで実用的な終局限界状態設計法の枠組みを示すことが可能となり得るが，その設計条件式には，降伏後に塑性ヒンジの形成に従って逐次変形する一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ を用いた一

次モード応答あるいはその二乗（MPAを用いる場合は高次モード応答も）の確率分布が必要となる。この確率分布は、 $S_{D,1}^I$ によって $\phi_{1,i}^I$ が変化するため、 $S_{D,1}^I$ の供用期間中の最大値の確率分布が与えられたとしても、振動モード形が不変である弾性の場合とは異なり、確率変数である $S_{D,1}^I$ の定数倍、すなわち弾性一次刺激関数倍として単純に取り扱うことで評価することができない。さらに一次モード応答の確率分布は5章で示すように煩雑な形状となり得るため、これを精度良く評価できたとしても $S_{D,1}^I$ の複雑な関数となり、荷重・耐力係数の評価などその後の展開に難がある。

以上のことを踏まえ、5章では、IMPを対象にこれを荷重・耐力係数設計式に順ずる設計条件式に展開した後、その設計条件式で用いる $\phi_{1,i}^I$ を用いた一次モード応答あるいはその二乗を近似評価する手法を提案するとともに、その評価精度を検討する。

2.5.6 構造物全体としての限界状態超過確率の評価法

前項では、SRSSを荷重・耐力係数設計式に順ずる設計条件式に展開したが、この設計条件式は(2.158)式にも示すように第 i 層を対象としたものであり、構造物を一つのシステムとしてとらえ、その限界状態超過確率より耐震性能水準を制御するには至っていない。そこで本項では、構造系全体の破壊確率を個々の要素の破壊確率から推定する既往の方法として「破壊確率の上下限值」^{13),78),79)}、「PNET法」^{13),80),81)}について概説する。

【破壊確率の上下限值】

一般の構造系は概念的には直列系あるいは並列系のシステムとして表現することができる（Fig. 2.19）。直列系ではいずれかの要素が破壊モードを形成するとシステムが破壊し、並列系ではすべての要素が同時に破壊モードを形成しているときにシステムが破壊する。本研究で対象としている事象は、構造物のいずれの層が崩壊しても構造物全体としては破壊しているので直列系として表現される。

直列系の場合、構造系全体の破壊確率 P_f は各破壊事象間がすべて独立とすると次式で表される。

$$P_f = 1 - \prod_{k=1}^n (1 - P(E_k)) \approx \sum_{k=1}^n P(E_i) \quad (2.163)$$

ここに、 E_k は第 k 番目の破壊事象である。また(2.163)式中の近似関係は P_f が十分に小さい場合に成り立つ。

一方、各破壊事象間に相関がある場合、このことを考慮し構造系の破壊確率 P_f を正確に評価することは一般に難しいため、 P_f の上下限値を求め範囲をもって P_f を推定する手法が提案され

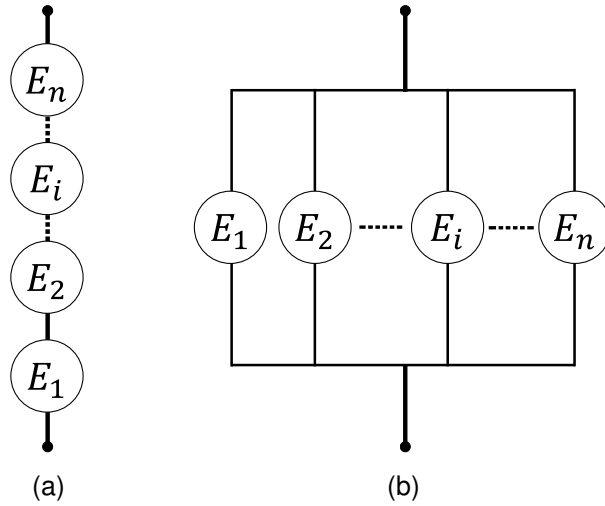


Fig. 2.19 (a) Series system, (b) Parallel redundant system

ている。また P_f をその上限値と下限値の平均値として点推定することもでき得る。

直列系の P_f の上下限値は、すべての破壊事象間が完全相関あるいは独立とすると (2.164) 式で表される。(2.164) 式中の下限値は完全相関の場合、上限値は独立の場合のものであり、これを一次の範囲での P_f の上下限値という。

$$\max \{P(E_k)\} \leq P_f \leq 1 - \prod_{k=1}^n \{1 - P(E_k)\} \quad (2.164)$$

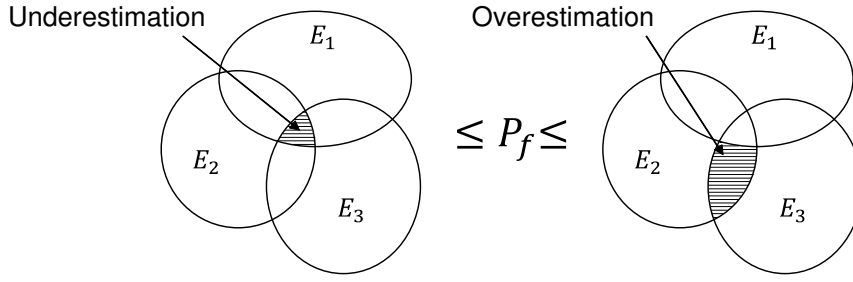
また (2.164) 式により求められる P_f の範囲は一般に広く実用的ではないことから、二つの破壊事象間の相関を考慮して P_f の上下限値を (2.165) 式で評価する方法も提案されている¹³⁾。これを二次の範囲での P_f の上下限値という。

$$P(E_1) + \sum_{k=2}^n \max \left\{ P(E_k) - \sum_{l=1}^{k-1} P(E_k E_l), 0 \right\} \leq P_f \leq \sum_{k=1}^n P(E_k) - \sum_{k=2}^n \max_{l < k} \{P(E_k E_l)\} \quad (2.165)$$

ここで (2.165) 式をより容易な形式とするため、 $n = 3$ のときを例として次式に示す。

$$\begin{aligned} P(E_1) + \max \{P(E_2) + P(E_3) - P(E_2 E_1) - P(E_3 E_1) - P(E_3 E_2), 0\} &\leq P_f \\ &\leq P(E_1) + P(E_2) + P(E_3) - P(E_2 E_1) - \max \{P(E_3 E_1), P(E_3 E_2)\} \end{aligned} \quad (2.166)$$

(2.166) 式において $P(E_2) + P(E_3) - P(E_2 E_1) - P(E_3 E_1) - P(E_3 E_2) > 0$ および $P(E_3 E_1) > P(E_3 E_2)$ として、これをベン図で表現したものが Fig. 2.20 である。 P_f の下限値は Fig. 2.20 中に横線で示す部分の確率を余分に引き、上限値は横線で示す部分の確率を余分に足していることとなる。

Fig. 2.20 Range of P_f

【PNET 法】

(2.165) 式を用い, P_f の上下限值により P_f を区間推定, あるいは上下限値の平均値により点推定することは可能であるが, それには同時確率密度関数を積分して $P(E_k E_l)$ を評価することとなり煩雑である。そこで Ang は, 以下の二つの仮定を設けることにより P_f の点推定を比較的容易に行うことができる PNET (Probabilistic Network Evaluation Technique) 法を提案している。

- 強い相関 ($\rho_{kl} \geq \rho_0$) のある破壊事象は, 完全相関とする。
- 弱い相関 ($\rho_{kl} < \rho_0$) のある破壊事象は, 独立とする。

ここに, ρ_0 は相関係数の限界値である。

PNET 法では, 最大の破壊確率をもつ事象 E_{\max} に着目し, これと完全相関とみなしたすべての事象 (E_{\max} 自体も含む) を一つのグループとした上でそのグループの代表事象を E_{\max} とし, また E_{\max} と独立とみなした事象をそれぞれで構成されたグループの代表事象とする。これら各代表事象は互いに独立となることから, 構造系の破壊確率を次式で近似評価することができる。

$$P_f \approx 1 - \prod_{\text{all } r} (1 - P(E_r)) \approx \sum_{\text{all } r} (P(E_r)) \quad (2.167)$$

ここに, r は代表事象の番号である。

PNET 法の近似評価精度は相関係数の限界値 ρ_0 に大きく依存するものであり, 各破壊事象の破壊確率 $P(E_k)$ が概ね 10^{-1} 程度では $\rho_0 = 0.5$, 10^{-3} 程度では $\rho_0 = 0.7$, 10^{-4} 程度では $\rho_0 = 0.8$ と設定することが適当であるとされている⁷⁸⁾。

2.6 まとめ

本研究の目的は, 多層骨組, さらには履歴ダンパーの設置された多層骨組の弾塑性応答評価法を信頼性理論に基づく実用的な限界状態設計法へと展開することである。本章ではこれを実現す

る上で重要となり得る既往の研究として以下の三点について主に概説するとともに現時点での課題や問題点を挙げた。

- 弾性多質点系，一般的な鋼構造多層骨組あるいは履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法（2.1～2.3 節）
- 弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の評価法（2.4 節）
- 使用限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法（2.5 節）

次章以降では，既往の研究に残る課題や問題点を解消し得る提案手法として，以下の三点について主に概説するとともに，その評価精度を検討する。

- 履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法（3 章）
- 固有周期依存型スペクトル強さに基づく弾塑性一質点系の最大変位応答評価法（4 章）
- 終局限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法（5 章）

第3章 履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法

3.1 はじめに

2.3 節では、履歴ダンパーの設置された多層骨組の既往の応答評価法として、「Oviedo らの手法」, 「竹内・笠井らの手法」, 「IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法（以下, Kang & Mori の手法という）」について概説するとともにこれらの手法に残る問題点を指摘した。本章では特に Kang & Mori の手法に着目し, この手法の改良方法として, 制振構造物と等価な弾塑性一質点系の修正方法, ダンパーの塑性化の影響を考慮した高次モード評価法および Pushover 解析に用いる外力分布について述べた後, これらを考慮した提案手法の評価精度を検討する。

3.2 多層骨組部を置換した弾塑性バネの初期剛性 $_f k_1$ の評価

Kang & Mori は, 2.3.3 項の Fig. 2.7(c) にも示すように, 制振構造物の復元力特性を二つの弾塑性バネではなく多数の弾塑性バネで表現した等価弾塑性一質点系 (MS モデル) を提案している。その際, 一次の MS モデル内の多層骨組部を置換した弾塑性バネの初期剛性 $_f k_1$ を (2.59) 式により評価しているが, この式は工学的根拠に欠けるものであり, 制振構造物の弾性一次固有周期とこれと等価であるはずの MS モデルの弾性固有周期が一致しないことが起こり得る。そこで本手法では, 質量 $_s M_1$ ((2.52) 式), ダンパーを置換した弾塑性バネの初期剛性 $_d k_{1,i}$ ((2.55) 式) を持つ一次の MS モデルの弾性固有周期が制振構造物の弾性一次固有周期 $_s T_1$ と等しいとして,

$$2\pi \sqrt{\frac{{}_s M_1}{_f k_1 + \sum_{i=1}^n {}_d k_{1,i}}} = {}_s T_1 \quad (3.1)$$

という関係を得, これを $_f k_1$ について解くことで次式により $_f k_1$ を評価する。

$$_f k_1 = \frac{4\pi^2 \cdot {}_s M_1}{{}_s T_1^2} - \sum_{i=1}^n {}_d k_{1,i} \quad (3.2)$$

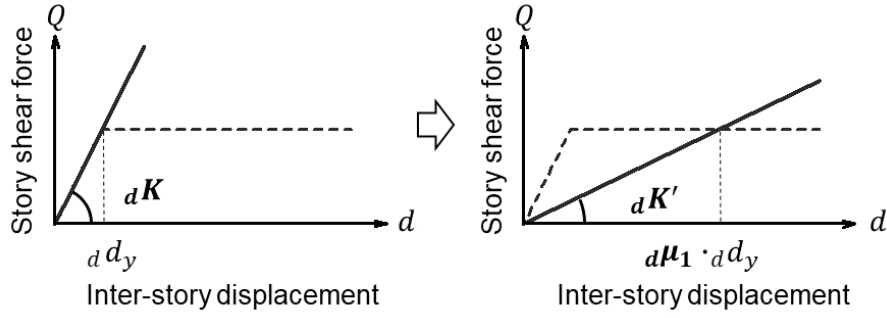


Fig. 3.1 Equivalent stiffness ${}_d k'_i$ of damper at the i th story

3.3 履歴ダンパーの塑性化の影響を考慮した高次モード応答の評価

Kang & Mori の手法では、制振構造物の高次モード応答を弾性として評価しているが、ダンパーは一般に骨組と比べて早期に降伏することから、骨組が降伏する以前にも制振構造物の見かけ上の固有周期や振動モード形、また履歴減衰は変化しており、これらの影響を無視した高次モード応答を用いる応答評価法の評価精度には疑問が残る。そこで本節では (2.51) 式中の弾性高次モード応答にダンパーの塑性化の影響を考慮する手法を検討する。

3.3.1 履歴ダンパーの塑性化による制振構造物の見かけ上の固有周期、振動モード形の変化

ダンパーの塑性化による制振構造物の見かけ上の固有周期、振動モード形を、制振構造物に地震動が作用したときの最大変形時の第 i 層のダンパーの割線剛性 ${}_d K'_i$ を用いた制振構造物の固有値解析を行い、 j 次の固有周期 ${}_s T'_j$ および振動モード形 ${}_s \phi_{j,i}^{E'}$ を求めることで推定する。割線剛性 ${}_d K'_i$ は、地震動毎に求まる一次の MS モデル内の第 i 層のダンパーを置換した弾塑性バネの最大塑性率 ${}_d \mu_{1,i}$ (以下、ダンパー塑性率という) を用い次式により評価する (Fig. 3.1)。

$${}_d K'_i = {}_d K_i / {}_d \mu_{1,i} \quad (3.3)$$

ここに、 ${}_d K_i$ は第 i 層に設置されたダンパーの初期剛性である。また ${}_d \mu_{1,i}$ は次式により求める。

$${}_d \mu_{1,i} = \begin{cases} {}_s S_{D,1}^I / {}_d d_{y1,i} & ({}_d \mu_{1,i} > 1) \\ 1 & ({}_d \mu_{1,i} \leq 1) \end{cases} \quad (3.4)$$

ここに、 ${}_d d_{y1,i}$ は一次の MS モデル内の第 i 層のダンパーを置換した弾塑性バネの降伏変位である。

3.3.2 履歴ダンパーの塑性化による制振構造物の見かけ上の減衰定数の変化

ダンパーの塑性化による制振構造物の見かけ上の j 次の減衰定数を、Kang & Mori の手法に示す一次の MS モデルの作成法を拡張して、制振構造物の j 次モードと等価な MS モデル (以下、 j

次の MS モデル) を作成した後に、その j 次の MS モデルの等価減衰定数 h'_{eq} を求めることで評価する。

j 次の MS モデルの質量 ${}_sM_j$ 、第 i 番目弾塑性バネの初期剛性 ${}_dk_{j,i}$ およびその降伏変位 ${}_dd_{yj,i}$ は、それぞれ (2.52), (2.54), (2.55) 式中の一次の弾性振動モード形 ${}_s\phi_{1,i}^E$ および刺激係数 ${}_s\Gamma_1^E$ を j 次の弾性振動モード形 ${}_s\phi_{j,i}^E$ および刺激係数 ${}_s\Gamma_j^E$ に置き換えることで評価する。また、多層骨組部を置換したバネは弾性とし、この初期剛性 ${}_fk_j$ は制振構造物の弾性 j 次固有周期 ${}_sT_j$ 、 ${}_sM_j$ および ${}_dk_{j,i}$ を用いて次式により評価する。

$${}_fk_j = \frac{4\pi^2 \cdot {}_sM_j}{{}_sT_j^2} - \sum_{i=1}^n {}_dk_{j,i} \quad (3.5)$$

笠井らは、Newmark & Rosenblu の手法 ((2.71) 式) に基づいた二つのバネをもつ弾塑性一質点系 (2S モデル, Fig. 2.5) の等価減衰定数評価式を提案しており、以下では、この評価式を j 次の MS モデルの等価減衰定数の評価式にまで展開する。

定常応答の場合、 j 次の MS モデルの各バネの 1 サイクルあたりの履歴吸収エネルギーおよび弾性エネルギーの比から、全弾塑性バネの塑性化により付加される減衰定数 h_{eq} は各弾塑性バネの任意の塑性率 ${}_d\mu_{j,i}$ を用い (3.8) 式で評価することができる⁸²⁾。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta_d W_i}{{}_fW + \sum_{m=1}^n {}_dW_m} \quad (3.6)$$

$$= \frac{1}{4\pi} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{4 \cdot {}_dk_{j,i} \cdot {}_dd_{yj,i}^2 \cdot ({}_d\mu_{j,i} - 1)}{\frac{1}{2} \cdot {}_d\mu_{j,i}^2 \cdot {}_dd_{yj,i}^2 \left({}_fk_j + \sum_{m=1}^n \frac{{}_dk_{j,m}}{{}_d\mu_{j,m}} \right)} \quad (3.7)$$

$$= \sum_{i=1}^n \frac{2 \cdot {}_dk_{j,i} \cdot ({}_d\mu_{j,i} - 1)}{\pi \cdot {}_d\mu_{j,i}^2 \left({}_fk_j + \sum_{m=1}^n \frac{{}_dk_{j,m}}{{}_d\mu_{j,m}} \right)} \quad (3.8)$$

ここに、 $\Delta_d W_i$ および ${}_dW_i$ は、それぞれ第 i 番目弾塑性バネの履歴吸収エネルギーおよび弾性エネルギー、 ${}_fW$ は多層骨組部を置換した弾性バネの弾性エネルギーである。

地震応答に対する等価減衰定数 h'_{eq} には、(3.8) 式の h_{eq} を各バネの塑性率が 1 から最大応答塑性率までの間で積分しそれを最大応答塑性率で除したものをを用いる。その際、 h_{eq} は弾塑性バネが降伏する度に不連続となるため積分区間を分けて評価する必要がある。すべての弾塑性バネが降伏している場合、(j 次の MS モデルの変位) $= {}_d\mu_{j,1} \cdot {}_dd_{yj,1} = {}_d\mu_{j,2} \cdot {}_dd_{yj,2} = \cdots = {}_d\mu_{j,n} \cdot {}_dd_{yj,n}$ の関係が成り立つことから、引数 s ($= 1, 2, \dots, n$) を用いて全弾塑性バネを降伏変位の小さい順に並び替え、降伏変位が t 番目に小さい弾塑性バネまで降伏しているとする、(3.8) 式は次式に

変換することができる。

$$h_{eq} = \sum_{s=1}^n \frac{2 \cdot dk_{j,s} \cdot (d\mu_{j,s} - 1)}{\pi \cdot d\mu_{j,s}^2 \cdot \left(f k_j + \sum_{m=1}^t \frac{dk_{j,m}}{d\mu_{j,m}} + \sum_{m=t+1}^n dk_{j,m} \right)} \quad (3.9)$$

$$= \sum_{s=1}^n h_{eq}(d\mu_{j,s}) \quad (3.10)$$

(3.10) 式を各弾塑性バネの塑性率 $d\mu_{j,s}$ について積分し、それぞれの最大応答塑性率で除すと次式が得られる。

$$h'_{eq} = h_1 + \sum_{s=1}^n \frac{1}{d\mu_{j\max,s}} \int_1^{d\mu_{j\max,s}} h_{eq}(d\mu_{j,s}) d\mu_{j,s} \quad (3.11)$$

$$= h_1 + \sum_{t=1}^n \sum_{s=1}^t \frac{1}{d\mu_{j\max,s}} \int_1^{d\mu_{jr,t}} h_{eq}(d\mu_{j,s}) d\mu_{j,s} \quad (3.12)$$

$$= h_1 + \sum_{t=1}^n \sum_{s=1}^t \frac{2}{\pi p_{t,s} q_{t,s} d\mu_{j\max,s}} \ln \left(\frac{1 + p_{t,t}(d\mu_{jr,t} - 1)}{d\mu_{jr,t}^{p_{t,s}}} \right) \quad (3.13)$$

ここに、 $d\mu_{j\max,i} = {}_sS_D^E(sT'_j; s h_1) / d d_{yj,i}$ である。積分区間の上限に用いる塑性率 $d\mu_{jr,t}$ は $h_{eq}(d\mu_{j,s})$ が連続している区間のみで積分を行うように定めたものであり (3.14) 式となる。また、 $p_{t,s}$ 、 $q_{t,s}$ はそれぞれ (3.15)、(3.16) 式で表される。

$$d\mu_{jr,t} = \begin{cases} [t = 1, 2, \dots, n-1 \text{ の場合}] \\ \begin{cases} d d_{yj,t+1} / d d_{yj,t} & ({}_sS_D^E(sT'_j; s h_1) > d d_{yj,t+1}) \\ {}_sS_D^E(sT'_j; s h_1) / d d_{yj,t} & (d d_{yj,t+1} \geq {}_sS_D^E(sT'_j; s h_1) > d d_{yj,t}) \\ 1 & (d d_{yj,t} \geq {}_sS_D^E(sT'_j; s h_1)) \end{cases} \\ [t = n \text{ の場合}] \\ \begin{cases} {}_sS_D^E(sT'_j; s h_1) / d d_{yj,t} & ({}_sS_D^E(sT'_j; s h_1) > d d_{yj,t}) \\ 1 & (d d_{yj,t} \geq {}_sS_D^E(sT'_j; s h_1)) \end{cases} \end{cases} \quad (3.14)$$

$$p_{t,s} = \frac{f k_j + \sum_{m=t+1}^n dk_{j,m}}{f k_j + dk_{j,s} \cdot q_{t,s} + \sum_{m=t+1}^n dk_{j,m}} \quad (3.15)$$

$$q_{t,s} = \frac{\sum_{m=1}^t dk_{j,m} \cdot d d_{yj,m}}{dk_{j,s} \cdot d d_{yj,s}} \quad (3.16)$$

3.4 一次の MS モデル内の弾塑性バネの最大塑性率 $d\mu_{1,i}$ の簡易評価

(3.3)、(3.4) 式を用いてダンパーの塑性化を考慮した制振構造物の j 次の固有周期 ${}_sT'_j$ および振動モード形 ${}_s\phi_{j,i}^{E'}$ を評価するには、入力地震動毎に固有値解析を行う必要があり時間と労力を要す

	${}_sT'_2$
elastic	0.43
$d\mu_{1,i} - 2$	0.58
$d\mu_{1,i} - 1$	0.61
$d\mu_{1,i}$	0.62
$d\mu_{1,i} + 1$	0.63
$d\mu_{1,i} + 2$	0.64

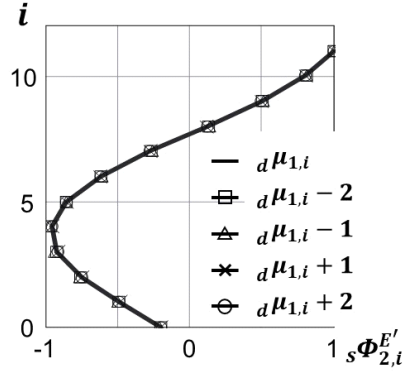


Fig. 3.2 Second order equivalent natural period, ${}_sT'_2$, and mode vector ${}_s\phi_{2,i}^{E'}$ in case of using $d\mu_{1,\max}(=4.6)\pm 1$ or ± 2

る。そこで、本項では簡易に j 次の固有周期 ${}_sT'_j$ および振動モード形 ${}_s\phi_{j,i}^{E'}$ を評価する手法を提案する。

本研究の過程で、任意の地震動について (3.4) 式のダンパー塑性率 $d\mu_{1,i}$ の値を多少変化させても提案手法の評価精度に大きく影響しないことを確認した。Fig. 3.2 は各層のダンパー塑性率 $d\mu_{1,i}$ の最大値 $d\mu_{1,\max}$ が 4.6 の場合を例に、 $d\mu_{1,i}$ を $\pm 1, \pm 2$ とした場合の、後述する履歴ダンパーが全層に設置された 12 層 6 スパン平面鋼構造骨組 ($\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$) の二次の等価固有周期 ${}_sT'_2$ および二次の振動モード形 ${}_s\phi_{2,i}^{E'}$ を、弾性二次固有周期および弾性二次振動モード形と併せて示したものである。この程度の塑性率の変化では ${}_sT'_2$ の差異は少なく、 ${}_s\phi_{2,i}^{E'}$ についてはほとんど変化がみられないことから、ダンパー塑性率 $d\mu_{1,\max}$ を経験的に (3.17) 式で定まる四つの塑性率の領域に分けて各弾塑性バネの塑性率を近似評価することとする。

$$\alpha = \begin{cases} 1 & (d\mu_{1,\max} \leq 1) \\ 1.5 & (1 < d\mu_{1,\max} \leq 2.75) \\ 4 & (2.75 < d\mu_{1,\max} \leq 6) \\ 8 & (6 < d\mu_{1,\max}) \end{cases} \quad (3.17)$$

$$d\hat{\mu}_{1,i} = \begin{cases} \alpha \cdot \frac{d d_{y1,\max}}{d d_{y1,i}} & (d\hat{\mu}_{1,i} > 1) \\ 1 & (d\hat{\mu}_{1,i} \leq 1) \end{cases} \quad (3.18)$$

ここに、これにより、入力地震動毎に行っていた固有値解析は事前にたかだか 4 回行えばよいこととなる。

3.5 Phushover 解析に用いる外力分布に関する検討

Pushover 解析に用いる外力分布は制振構造物の降伏後の一次の振動モード形を推定する上で重要となる。研究の過程において、この外力分布に制振構造物の弾性一次振動モード形を用いると

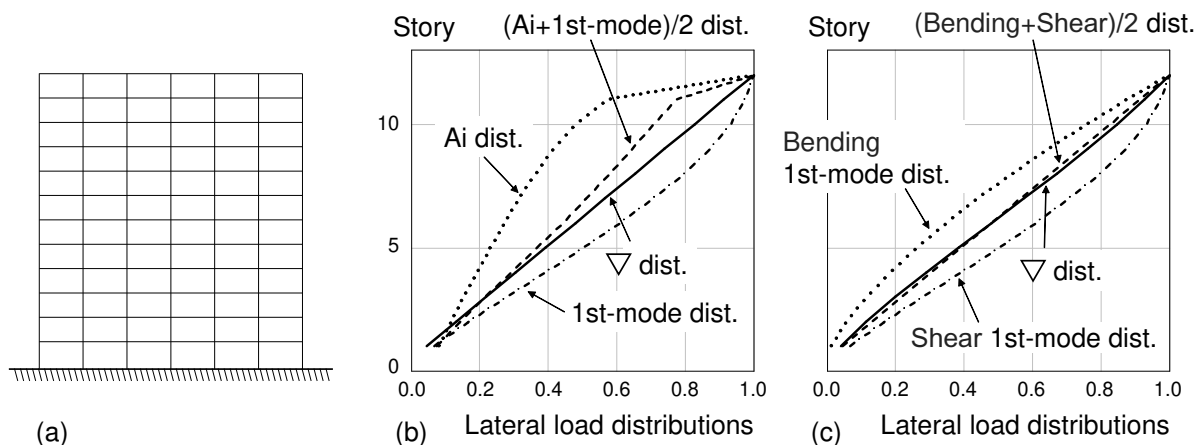


Fig. 3.3 (a) 12F model, (b) 4 lateral load distributions in pushover analysis, (c) Past study on ∇ dist.

上層部の応答がやや過小に評価される傾向があり³²⁾，また A_i 分布に相当する外力分布を用いると逆に上層部の応答がやや過大に評価されることを確認した。 A_i 分布の評価式は，様々な質量・剛性分布をもつモデルに対して簡易化された応答スペクトルによるモーダルアナリシスを行い，その結果から得られた地震層せん断力に基づいて定められているため⁸³⁾， A_i 分布に含まれる高次モード成分が上層部での過大評価の原因の一つとなり得る。これらを踏まえ，外力分布を制振構造物の弾性一次振動モード形と A_i 分布に基づく外力分布のそれぞれを最上部で 1 としたものの平均値としたところ，3.7 節にも示すように比較的良い評価精度が得られたが，この外力分布は工学的根拠が不明瞭であり妥当性および汎用性には疑問が残る。一方，震度逆三角形分布では，構造物の重量分布のみから評価されるにもかかわらず，比較的良い評価精度が得られた（3.7 節）。一例として，後述する 12 層 6 スパン平面鋼構造骨組（Fig. 3.3(a)）を対象としたこれら四つの外力分布を Fig. 3.3(b) に示す。なお，以下では A_i 分布に相当する外力分布を A_i dist.，弾性一次振動モード形を 1st-mode dist.， A_i 分布に相当する最上部を 1 とした外力分布と最上部を 1 とした弾性一次振動モード形の平均値を $(A_i+1st-mode)/2$ dist.，震度逆三角形分布を ∇ dist. と表記する。

Anderson らは基礎固定の均一せん断棒と曲げ棒を解析し，それらの一次振動モード形が Fig. 3.3(c) のような傾向を示すことを明らかにした上で，これらのモード形の平均値が概ね ∇ dist. と等しくなることを示した。1st-mode dist. が均一せん断棒の振動モード形（Shear 1st-mode dist.）の形状と近い場合， ∇ dist. は 1st-mode dist. よりも構造物の全体曲げ変形の影響を大きく反映した外力分布となり得る。

3.6 提案手法の応答評価手順

以下に、提案手法の応答評価手順を示す (Fig. 3.4)。

1. 一次の MS モデルを以下の手順で作成する。
 - (a) 制振構造物の固有値解析を行い、弾性の j 次固有周期 ${}_sT_j$ 、振動モード形 ${}_s\phi_{j,i}^E$ 、刺激係数 ${}_s\Gamma_j^E$ 、等価質量 ${}_sM_j$ を評価する。また一次の MS モデルの初期剛性 ${}_sk_1$ を (3.2) 式より評価する。
 - (b) ${}_s\phi_{1,i}^E$ を用い各層のダンパーを置換した弾塑性バネの復元力特性を、(2.54), (2.55) および (2.57) 式より評価する。
 - (c) 逆三角形分布を用いて多層骨組の Pushover 解析を行い、IMP で提案されている方法と同様にして、多層骨組を置換した弾塑性バネの Tri-linear 型復元力特性を得る。
2. 一次の MS モデルの最大変位応答 ${}_sS_{D,1}^I$ を評価する。
3. 一次の層間変形角の弾塑性刺激関数 ${}_sPF_{1,i}^I$ を以下の手順で評価する。
 - (a) 逆三角形分布を用いて制振構造物の Pushover 解析を行い、各層の荷重-変位関係を得る。
 - (b) 各層の荷重-変位関係から、制振構造物頂部の荷重-変位関係を求める。
 - (c) 制振構造物頂部の荷重-変位曲線上で、一次の MS モデルの最大変位応答 ${}_sS_{D,1}^I$ に相当する Pushover 解析結果のステップ数 N を求める。
 - (d) ステップ数 N における各層の変位分布を手順 3-(a) での Pushover 解析結果から求め、それを降伏後の一次振動モード形 ${}_s\phi_{1,i}^I$ とし、これを用いて一次の層間変形角の刺激関数を (2.10) 式より評価する。
4. 高次の層間変形角の刺激関数 ${}_sPF_{j,i}^{E'}$ を以下の手順で評価する。
 - (a) 各層のダンパーの等価剛性 ${}_dk_i'$ を ${}_sS_{D,1}^I$ を用い (3.3) 式より求める。
 - (b) 各層のダンパーの剛性を ${}_dk_i'$ とした制振構造物の固有値解析より固有周期 ${}_sT'_j$ 及び振動モード形 ${}_s\phi_{j,i}^{E'}$ を求める。
 - (c) ${}_s\phi_{j,i}^{E'}$ を用いて高次の層間変形角の刺激関数を (2.10) 式より評価する。
5. 高次の最大変位応答 ${}_sS_{D,j}^{E'}$ を以下の手順で評価する。

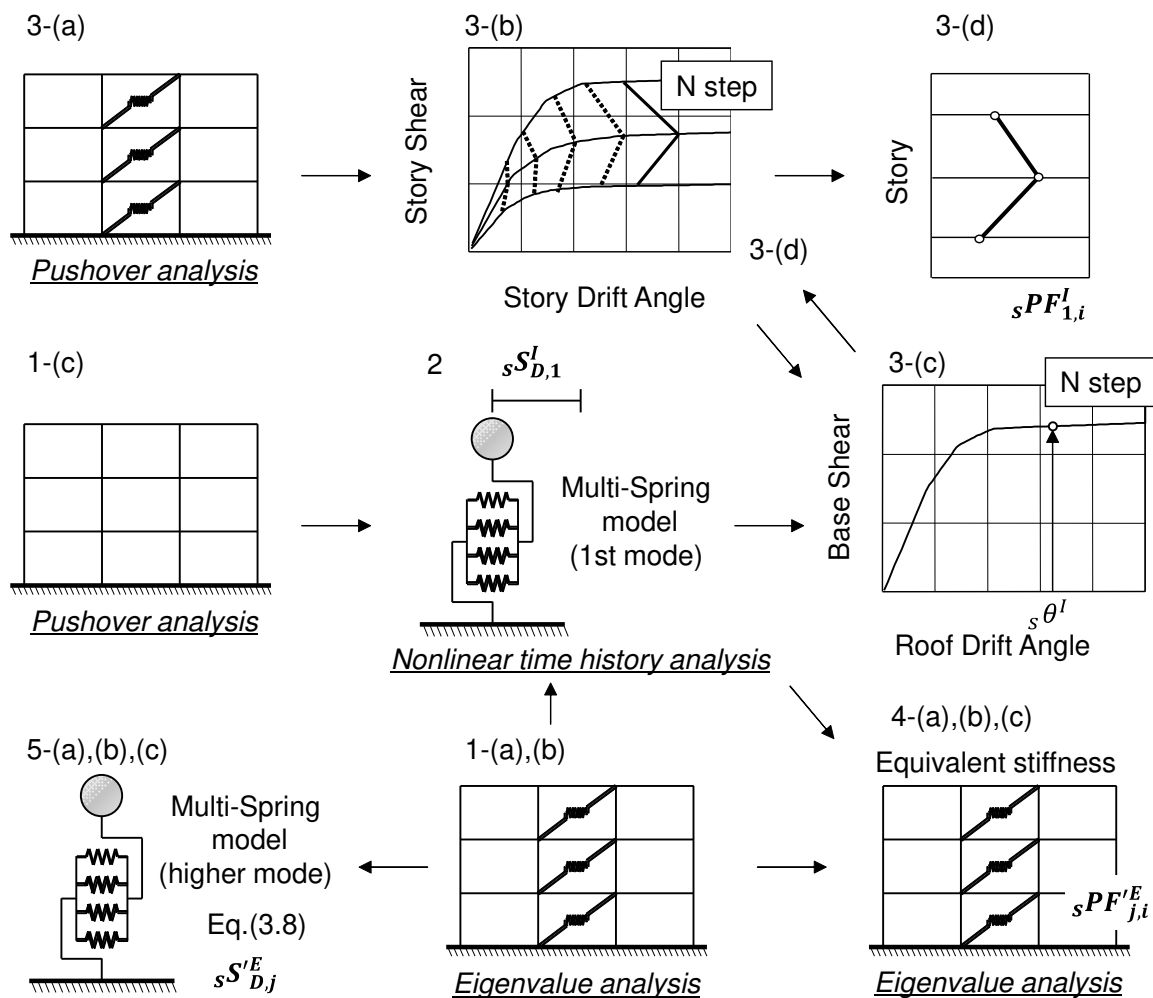


Fig. 3.4 Response estimation procedure of proposed method

(a) j 次の MS モデルを作成する (3.2.2 項)。

(b) j 次の MS モデルの塑性化を考慮した等価減衰定数 $h'_{eq,j}$ を (3.13) 式より評価する。

(c) 弾性変位応答スペクトルより $sS_{D,j}^{E'} = S_D^E(sT'_j; h'_{eq,j})$ を評価する。

6. 制振構造物の第 i 層の最大層間変形角 $s\theta_i$ を, 手順 2 の $sS_{D,1}^I$, 手順 3-(f) の $sPF_{1,i}^I$, 手順 4-(c) の $sPF_{j,i}^{E'}$, 手順 5-(d) の $sS_{D,j}^{E'}$ を用いて (2.51) 式より評価する。

3.7 提案手法の評価精度

以下では、提案する制振構造物の最大変位応答評価法の評価精度を時刻歴応答解析結果に基づき検討する。

3.7.1 入力地震動および解析骨組モデル

本項では、本章に加え、4章および5章に示す計三つの提案手法の評価精度を検討する際に用いる入力地震動および解析骨組モデルをまとめて示す。

【入力地震動】

地震動のスペクトル特性のばらつきの影響等を考慮するため、入力地震動には主に米国と日本で観測された地震動 219 波と模擬地震動 1200 波の計 1419 波を用いる。前者の観測地震については観測時期や時期の違いから「Nearby-Field Set」,「Common Set」,「Kobe Set」,「Recent Set」,「Tohoku Set」に分類しており、それぞれの Set の特徴を以下に述べる。また付録 A.1 にて個々の地震動記録の観測地点名や観測地点の断層からの距離等の資料を示す。

「Nearby-Field Set (Fig. A.1)」は断層近傍で記録された 73 波の地震動であり、いずれも断層直交成分である。73 波の内 70 波は米国カリフォルニア州で、残りの 3 波はそれぞれ神戸、Tabas(イラン)、Erzican(トルコ)で観測されたもので、これらは PEER Strong Motion Database²²⁾ から次の条件により選別されている。

- 観測地点の断層からの距離が 16 km 以下である。
- マグニチュードが 6.0~7.4 の範囲の地震動である。
- 硬質土壌 (FEMA の種別ではクラス D か C) で観測された記録である。
- ハイパスフィルターのコーナー周波数が 0.25 Hz 以下である。

なお、これらは断層から近距離で観測された記録であるものの、ほとんどの地震動記録は地動速度において低振動数で大きな振幅のパルスを示す、いわゆるパルス状のものではない。

「Common Set (Fig. A.2)」は日本建築センターから提供された地震動記録 9 波であり、我が国の耐震設計において以前から頻繁に用いられてきたものである。9 波のうちの「BCJL2」は人工の地震動記録であり、残りの 8 波は 4 つの地震動記録の南北成分と東西成分である。この 8 波は日米両国の地震動記録であり、それらが観測された地点の断層からの距離は様々である。

「Kobe Set (Fig. A.3)」は 1995 年の兵庫県南部地震 ($M_w = 6.9$) の際に層からの距離が 8.7km 以内の地点で観測された 11 波の強地震動で、いずれも断層直行成分である。なお、いくつかの地震波はパルス状のものではない。

「Recent Set (Fig. A.4)」は K-NET (Kyoshin NETwork, <http://www.k-net.bosai.go.jp/>)⁸⁴⁾ によって公開されている, 2003 年から 2004 年に我が国で観測された地震動記録計 35 波であり, これらは南北成分のみと南北成分と東西成分の両方を含むものがある。また, 大崎⁸⁵⁾の方法により基線補正を行った (付録 A.2)。

「Tohoku Set (Fig. A.5)」は, K-NET によって公開されている, 2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に観測された東北地方太平洋沖地震本震の地震動記録の南北成分と東西成分の内, 最大加速度 400 gal 以上を記録した計 91 波である。「Recent Set」と同様の基線補正を行ったが, その後にも低振動数成分の影響が残り, 変位波形のオーダーが現実的でない値となる地震動記録が見受けられたため, ローカットフィルターを施した⁸⁶⁾ (付録 A.2)。地震動の継続時間は全て 300 秒, 地震のマグニチュードは $M_w = 9.0$, 震源は緯度 38.103 度, 経度 142.86 度, 深さ 24 km であり, 次式により各観測地点からの震源距離 R_{close} (m) を算出した。

$$R_{close} = \sqrt{(R - D_0)^2 + (R - d)^2 - 2(R - D_0)(R - d)\cos\left(\frac{LL}{180}\pi\right)} \quad (3.19)$$

ここに, $LL = \sqrt{(L_{y0} - l_y)^2 + (L_{x0} - l_x)^2}$ であり, $D_0 = 24000$, $R = 6378137$, $L_{y0} = 38.103$, $L_{x0} = 142.86$, l_y は観測地点の緯度, l_x は観測地点の経度, d は観測地点の深さである。

後者の模擬地震動 1200 波については, 地震動の特性に震源の距離および地盤条件のほか, 応答スペクトルの固有周期間の相関をも考慮した姜・森の手法⁸⁷⁾により作成した。震源には直下型, 海溝型の 2 種類を, 地盤には硬質, 標準, 軟弱の 3 種類を想定し, この 6 種類の模擬地震波群を各 50 波で構成した。また, 最大速度を 0.5, 1.0, 1.5, or 2.0 (m/s) の 4 つで基準化した。(6 種類の模擬地震波群) \times (50 波) \times (4 つの最大速度) で 1200 波である。なお, 直下型, 海溝型の地震動の継続時間をそれぞれ 40.96, 163.84 秒, 地震動の時間刻みをともに 0.02 秒とし, これらの模擬地震動 (観測地震動も) の応答スペクトルは 0.01 秒刻みで作成した。具体的な模擬地震動の作成法については付録 A.3 に示す。

【解析骨組モデル】

我が国の耐震設計基準に基づいて各層の降伏耐力および層剛性の高さ方向のバランスが比較的良くなるように設計された 3 層 3 スパン平面鋼構造骨組 (弾性一次固有周期 $T_1 = 0.758$ 秒, 以下, 単に 3F model という (以下同様), Fig. 3.5(a)), 6 層 5 スパン平面鋼構造骨組 ($T_1 = 1.23$ 秒, 6F model, Fig. 3.5(b)) および 12 層 6 スパン平面鋼構造骨組 ($T_1 = 2.17$ 秒, 12F model, Fig. 3.5(c)) に加え, 12F model の 1 層の柱以外の部材の耐力と剛性を 2 倍したもの ($T_1 = 1.58$ 秒, 12F piloti model) および 12F model の 1~6 層の部材の耐力と剛性を 2 倍したもの ($T_1 = 1.69$ 秒, 12F up

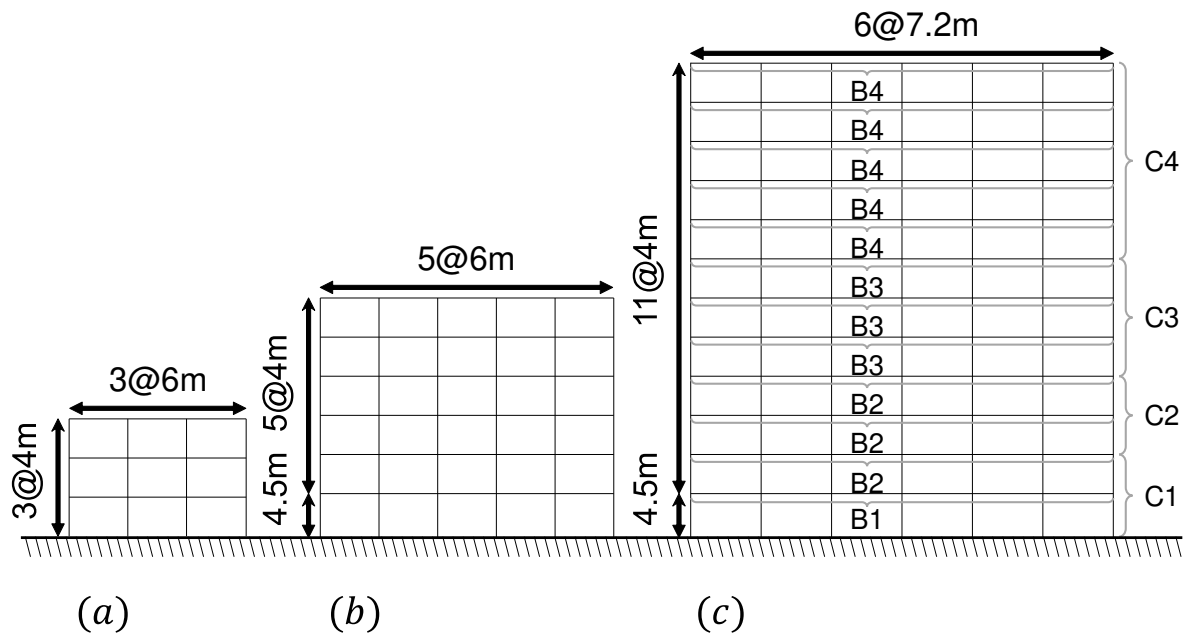


Fig. 3.5 (a) 3-story, (b) 6-story, (c) 12-story steel moment resisting frame

Table 3.1 Sections, first plastic moments M_y and second plastic moments M_u of columns and beams

		Section	$M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$
Columns	C (3F)	H-350 × 350 × 12 × 19	586.1	592.0
	C (6F)	H-400 × 400 × 18 × 28	1618.4	1634.8
	C4 (12F)	□-550 × 22	2961.8	2991.7
	C3 (12F)	□-550 × 25	3328.1	3361.7
	C2 (12F)	□-550 × 28	3685.7	3723.0
	C1 (12F)	□-550 × 32	4149.3	4191.2
Beams	B (3F)	H-450 × 200 × 9 × 14	383.1	387.0
	B (6F)	H-500 × 200 × 10 × 16	685.3	692.3
	B4 (12F)	H-550 × 250 × 12 × 22	1192.3	1204.3
	B3 (12F)	H-550 × 250 × 12 × 25	1309.1	1322.3
	B2 (12F)	H-550 × 250 × 12 × 28	1424.6	1439.0
	B1 (12F)	H-550 × 250 × 14 × 28	1701.2	1718.4

model) の計五つの骨組モデルを用いる。3F model の鋼材には SN400B を、6F および 12F model の鋼材には SN490B を想定し、これらの鋼材の降伏応力をそれぞれ 235 N/mm^2 および 325 N/mm^2 、ヤング係数を共に 205000 N/mm^2 とする。3F、6F model および 12F model の各層の質量はそれぞれ 70 ton、130 ton および 205 ton である。3F および 6F model の部材断面をそれぞれすべての層で同一とし、Table 3.1 にこれらの部材断面を、12F model の柱・梁の部材断面と併せて示す。また

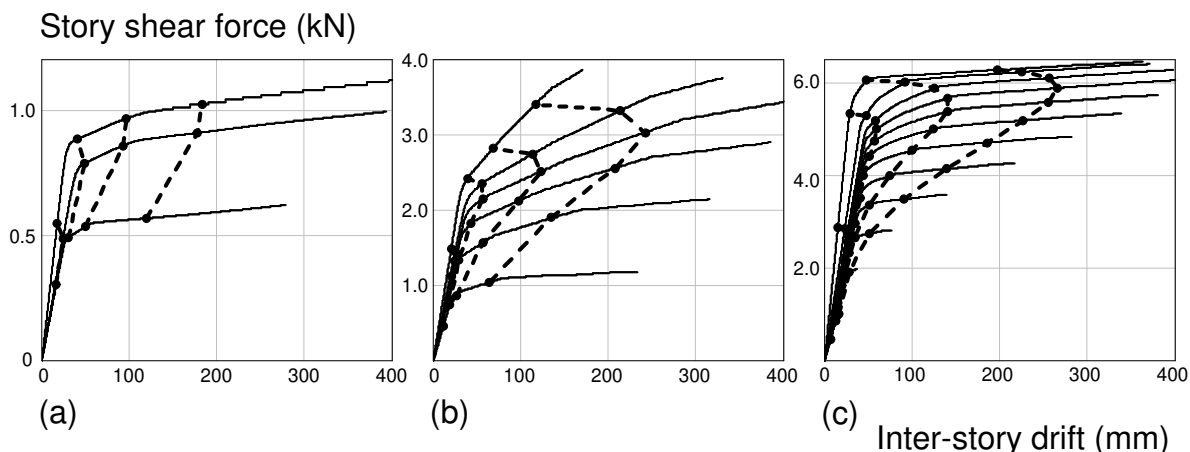


Fig. 3.6 Results of nonlinear static pushover analysis result (Ai dist., (a) 6F model (b) 12F model)

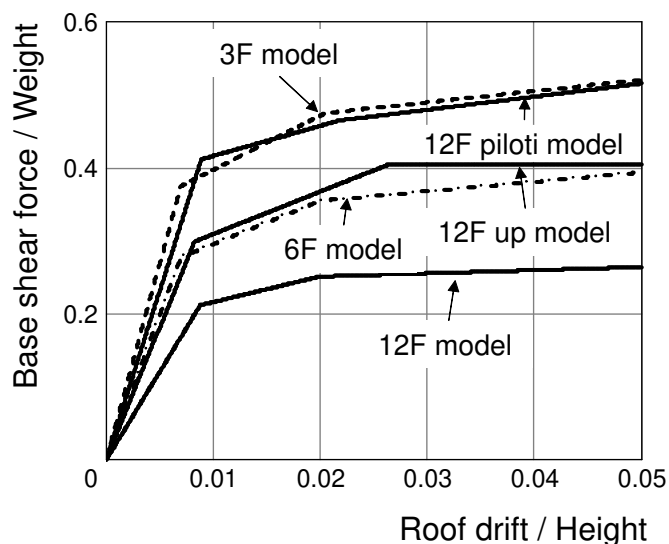


Fig. 3.7 Tri-linear backbone curves of equivalent inelastic oscillators

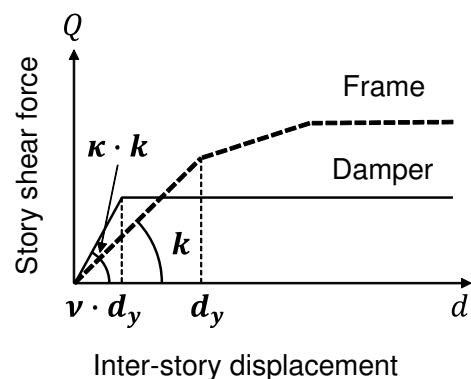


Fig. 3.8 κ and ν at i th story

Table 3.1 には各柱梁の降伏モーメント M_y および終局モーメント M_u も示す。五つの骨組モデルにおいて、柱梁ともに復元力特性を Tri-linear 型とし、いずれも二次勾配を初期剛性の 99 %，三次勾配を 1 % とする。Fig. 3.6 にそれぞれのモデルに対する逆三角形分布を外力分布とした Pushover 解析の結果を、任意の弾性変位分布および任意の三つの塑性化後の変位分布（破線）と併せて示す。またこれらの骨組モデルと等価な弾塑性一質点系の復元力特性を Fig. 3.7 に示す。縦軸は骨組のベースシアをその重量で除したものの、横軸は骨組頂部の変位をその高さ H で除したものであり、3F model を破線、6F model を一点鎖線、三つの 12F model を実線で示している。

制振構造物の解析モデルには、履歴ダンパーを 6F model と 12F model に追加設置したものを

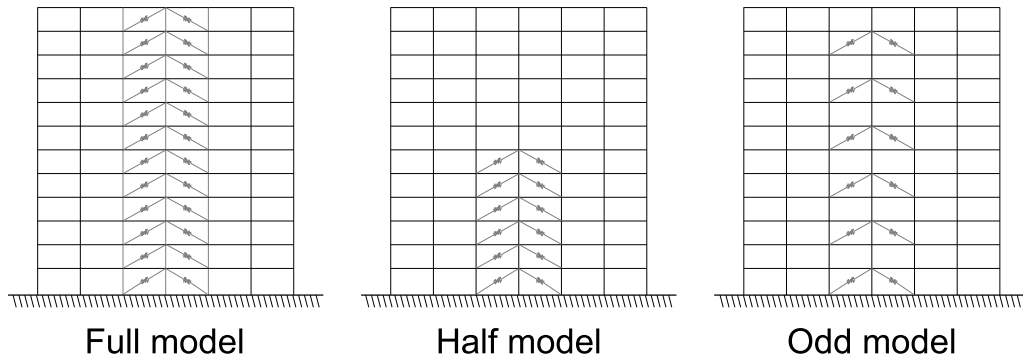


Fig. 3.9 Arrangement of dampers

Table 3.2 Elastic first-order natural period (s)

model	6F		12F			
	$\kappa = 2.00$	$\kappa = 1.00$	$\kappa = 2.00$	$\kappa = 1.00$	$\kappa = 0.50$	$\kappa = 0.25$
Full model	0.714	0.874	1.26	1.55	1.78	1.95
Half model	0.879	0.979	1.55	1.73	1.89	2.01
odd model	0.915	1.018	1.60	1.80	1.95	2.05
Frame model	1.23		2.17			

いる。ダンパーの復元力特性は完全弾塑性型とし、その剛性および降伏変位は、多層骨組のみの Pushover 解析から得られる各層の初期剛性に対するダンパーの初期剛性比（以下、ダンパー剛性比 κ と表記）と多層骨組のみの各層の降伏変位に対するダンパーの降伏変位比（以下、ダンパー降伏比 ν と表記）で定める (Fig. 3.8)。実設計において κ は 0.50～2.00 程度とされることが多い⁹⁾ ことを踏まえ、本研究では 6F model には「 $\kappa = 2.00, 1.00$ 」, 「 $\nu = 0.50, 0.25$ 」, 12F model には「 $\kappa = 2.00, 1.00, 0.50, 0.25$ 」, 「 $\nu = 1.00, 0.75, 0.50, 0.25$ 」の組み合わせを用い、 κ , ν ともに全層同一の値に設定する。ダンパーの配置については Fig. 3.9 に示すように全層に配置したモデル (Full model) に加え、剛性分布が極端に変化するものとして、下半分の層に配置したモデル (Half model), 奇数層に配置したモデル (Odd model) の計三つの場合について検討する。Table 3.2 に、履歴ダンパーの設置された 6F model と 12F model の弾性一次固有周期を履歴ダンパーの設置されていない多層骨組のものと併せて示す。

3.7.2 評価精度の検討に用いる指標

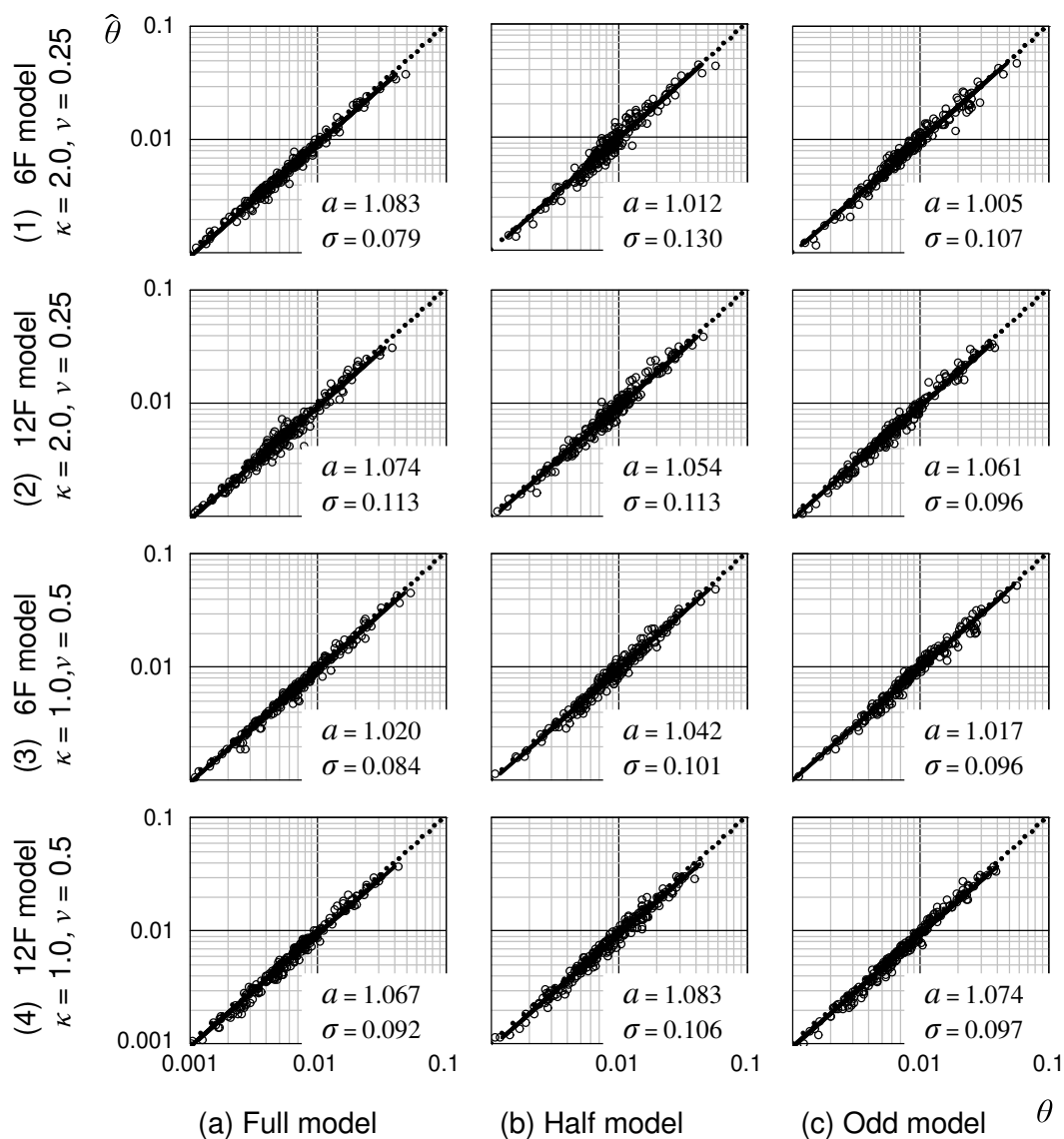


Fig. 3.11 Regression of θ on $\hat{\theta}$ estimated by proposed method

応答評価手法の評価精度を、各地震動に対して応答評価手法により算定される全層中の最大層間変形角 $\hat{\theta}$ と時刻歴応答解析から得られる全層中の最大応答値 θ を両対数軸グラフ上にプロットしたときの傾き 1 の回帰直線の一対一の直線からの偏り a および回帰直線まわりのばらつき σ (およそ変動係数に相当) で示す (Fig. 3.10)。偏りが 1 に近いほど精度が良く、1 より大きければ評価値が過小評価であることを表す。

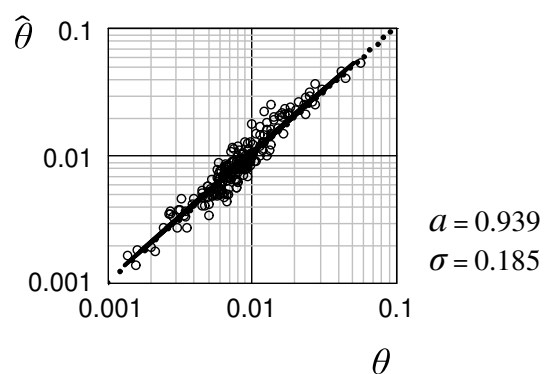


Fig. 3.10 Sample of regression of θ on $\hat{\theta}$

Table 3.3 Elastic natural period of 1st MS model (sec.)

model	6F		12F	
	$\kappa = 2.0$	$\kappa = 1.0$	$\kappa = 2.0$	$\kappa = 1.0$
Full model	0.714	0.874	1.26	1.55
Half model	0.964	1.017	1.70	1.80
Odd model	0.970	1.041	1.65	1.82

3.7.3 解析結果

Fig. 3.11～Fig. 3.15 に地震動毎に求めたダンパー塑性率 $d\mu_{1,i}$ ((3.4) 式) から高次モード応答を求めた提案手法による応答解析結果を Kang & Mori の手法 (2.3.3 項) による応答解析結果と併せて示す。なお、入力地震波には観測地震波 219 波を用い、またすべての解析モデルにおいて三次モード応答まで ((2.51) 式) を考慮している。

Fig. 3.11 は、提案手法により評価した各地震動に対する全層中の最大層間変形角 $\hat{\theta}$ (縦軸) と時刻歴応答解析から得られる全層中の最大層間変形角 θ (横軸) との比較を、偏り a およびばらつき σ と併せて示したものである。Fig. 3.11 は、左から (a) Full model, (b) Half model, (c) Odd model, ダンパーの復元力特性は上から (1), (2) が「 $\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$ 」, (3), (4) が「 $\kappa = 1.0$, $\nu = 0.5$ 」, 骨組は (1), (3) が 6F, (2), (4) が 12F である。履歴ダンパーの設置されていない一般的な多層骨組を対象とした IMP では、概ねその a が 0.9～1.1, σ が 0.2 以下となることが確認されており^{23),24)}, 提案手法においても同等の結果が得られている。Fig. 3.12 は、Fig. 3.11 と同様の形式で、Kang & Mori の手法により全層中の最大層間変形角 $\hat{\theta}$ を評価した場合の結果を示したものであり、Fig. 3.11 に示す結果と比較して、特に 4 つ Half model のばらつき σ がいずれもやや大きくなっている。この原因の一つとしては、制振構造物の弾性一次固有周期 (Table 3.2) より一次の MS モデルの弾性固有周期 (Table 3.3) の方が長くなっていることが挙げられる。またこれらの固有周期は Odd model でも異なっており、Half model と同様にその σ は Kang & Mori の手法の方が提案手法より多少大きい。

Fig. 3.13 は、Fig. 3.11(1), (2) に示した骨組モデルと同様のものを対象として、提案手法による層毎の評価の偏り a およびばらつき σ (黒線) を、Kang & Mori の手法の a , σ (グレーの線) と併せて示したものである。6F モデルの「 $\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$ 」の場合 (Fig. 3.13(1)) には、提案手法ではすべてのモデルで各層の a がおおよそ 1 となった。一方、Kang & Mori の手法では Full model および Odd model の上層部で a が 1 より大きく過小評価、Half model の上層部および Odd model の下層部でやや a が 1 より小さく過大評価となり、また、Half model では σ の最大値が 0.218 と

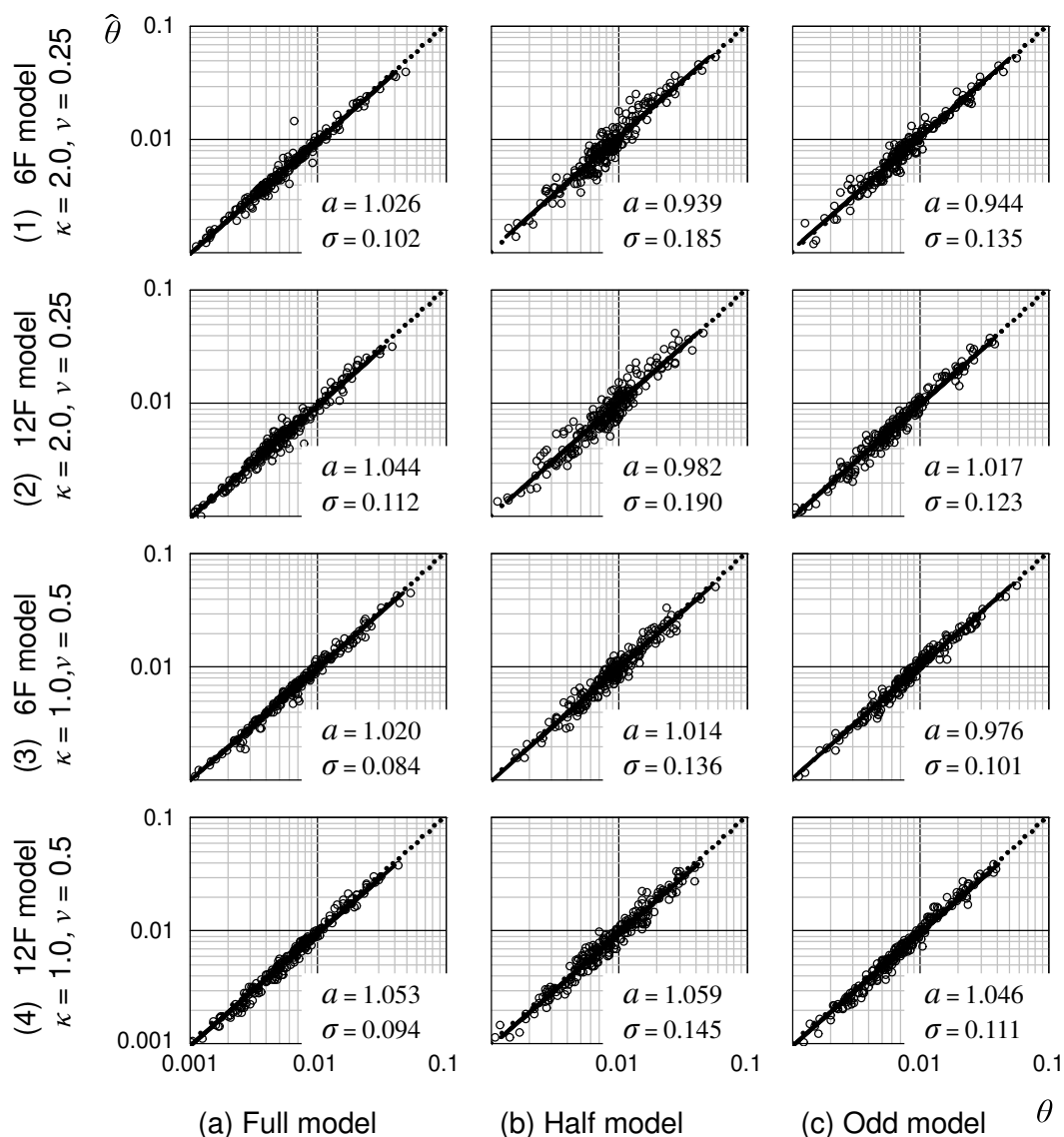
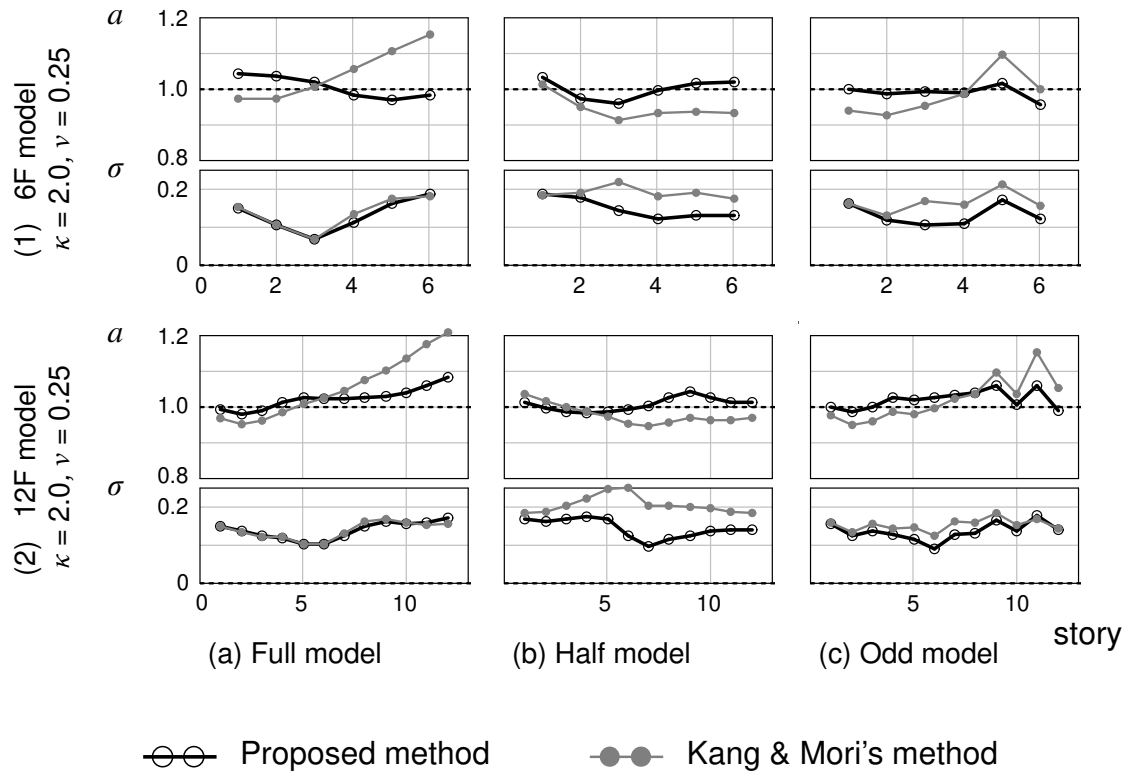
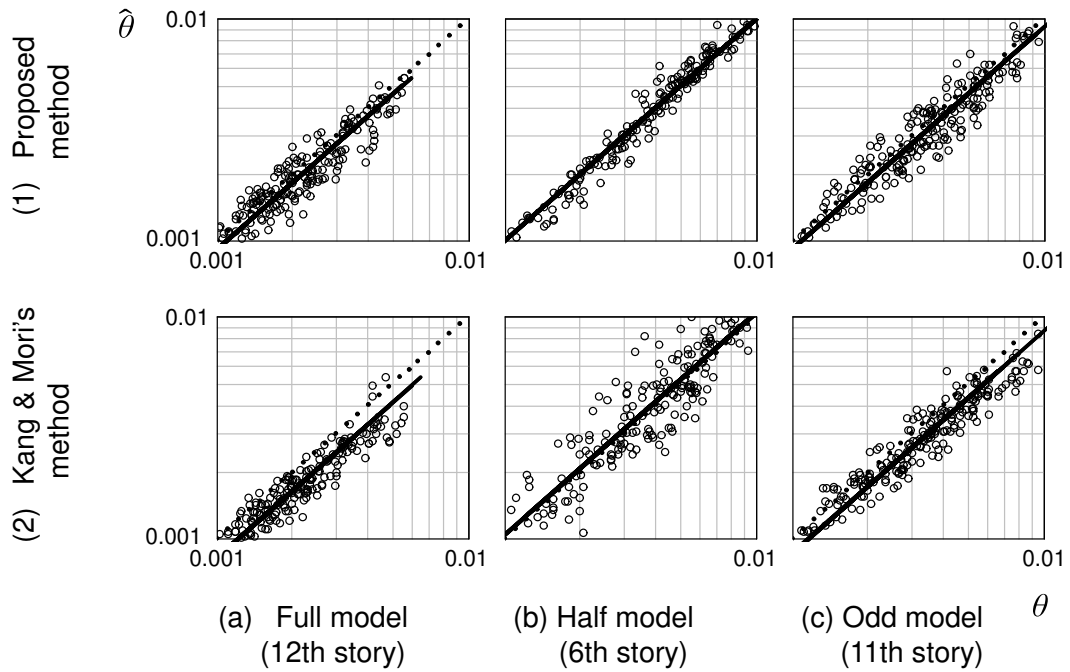


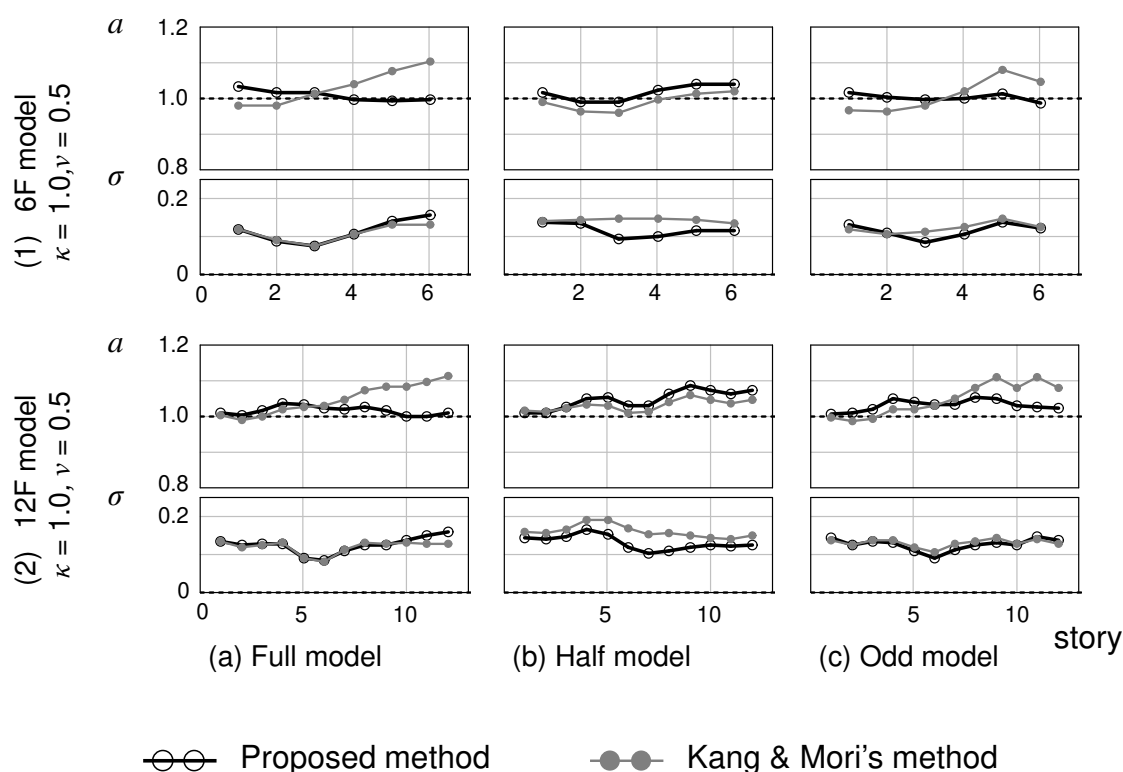
Fig. 3.12 Regression of θ on $\hat{\theta}$ estimated by the Kang & Mori's method

なった。Full model および Odd model の上層部での過小評価の傾向の原因の一つとして、ダンパーの塑性化の影響を (2.51) 式中の高次モード応答の評価に反映していないことが挙げられる。また、Phushover 解析に制振構造物の弾性一次振動モード形を用いていることも過小評価の傾向を示す原因の一つと考えられる。Half model および Odd model での過大評価や Half model において回帰直線まわりのばらつきが大きくなった原因の一つとしては、上記したように、制振構造物の弾性一次固有周期より一次の MS モデルの弾性固有周期の方が長くなっていることが挙げられる。これらは 2.3.3 項で示した Kang & Mori の手法に残る三つの課題に対応しているが、提案手法では大きく評価精度が向上している。

12F model の「 $\kappa = 2.0, \nu = 0.25$ 」(Fig. 3.13(2)) の場合には、提案手法では Full model の a

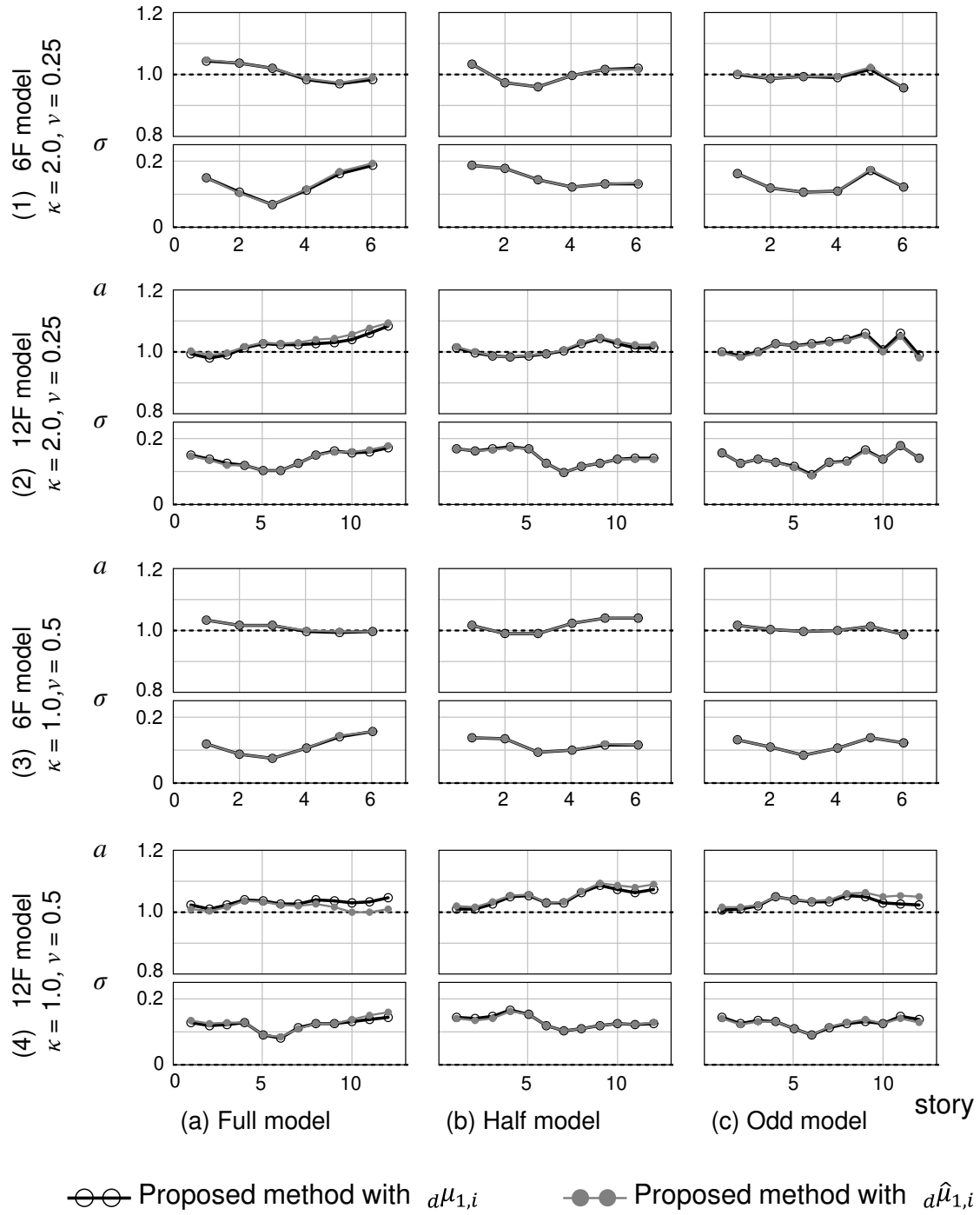
Fig. 3.13 Bias and dispersion of $\hat{\theta}$ ($\kappa = 2.0, \nu = 0.25$)Fig. 3.14 Regression of θ on $\hat{\theta}$ at specific story

が最大で 1.082, σ が最大で 0.170 となり上層部で若干の過小評価の傾向が残るものの比較的精度の良い結果が得られた。Half model については, a が最大で 1.044, σ が最大で 0.170 となった。

Fig. 3.15 Bias and dispersion of $\hat{\theta}$ ($\kappa = 1.0, \nu = 0.5$)

Odd model については、 a が最大で 1.077、 σ が最大で 0.176 となり、剛性分布の不揃いに起因して a 、 σ とともに上層部で若干の凹凸の傾向が残るものの、比較的精度の良い結果が得られた。一方、Kang & Mori の手法では、Full model および Odd model の上層部で過小評価の傾向が見られ、Half model の σ は最大で 0.250 となった。ダンパーの配置の異なる三つの 12F モデル ($\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$) において、特にそれぞれのモデルでダンパーの設置されている最上層に着目して、提案手法または Kang & Mori の手法による評価値 $\hat{\theta}$ と時刻歴応答解析結果 θ との比較を示したものが Fig. 3.14 である。Kang & Mori の手法では Full model および Odd-model で最大層間変形角を過小評価する傾向、Half model では回帰直線まわりのばらつきが大きくなる傾向があるが、提案手法ではともに大きく改善されている。

Fig. 3.15 は、6F、12F model の「 $\kappa = 1.0$, $\nu = 0.5$ 」の層毎の偏り a およびばらつき σ を示したものである。Kang & Mori の手法では Full model および Odd model の上層部において若干の過小評価の傾向がみられたが、提案手法ではこの点は改善されており比較的良い評価精度が得られた。Half model については Kang & Mori の手法の a が提案手法の a より 1 にやや近く、これは上記したように制振構造物の弾性一次固有周期より一次の MS モデルの弾性固有周期の方が長くなっていることが理由の一つである。しかしながら σ は提案手法の方が小さい。

Fig. 3.16 Bias and dispersion of θ by proposed method using $d\mu_{1,i}$ or $d\hat{\mu}_{1,i}$

これまで示した提案手法による応答解析結果は地震動毎に求めたダンパー塑性率 $d\mu_{1,i}$ から評価した高次モード応答を用いたものであったが、Fig. 3.16 にはこの結果（黒線）と近似評価したダンパー塑性率 $d\hat{\mu}_{1,i}$ （(3.18) 式）から高次モード応答を求めた提案手法の応答解析結果（グレーの線）とを併せて示す。これらに大きな変化はみられず、近似評価したダンパー塑性率を用いた提案手法は十分な評価精度を有しているといえる。また、付録 B に 12F model の「 $\kappa = 0.25, 0.5, 1.0, 2.0$,

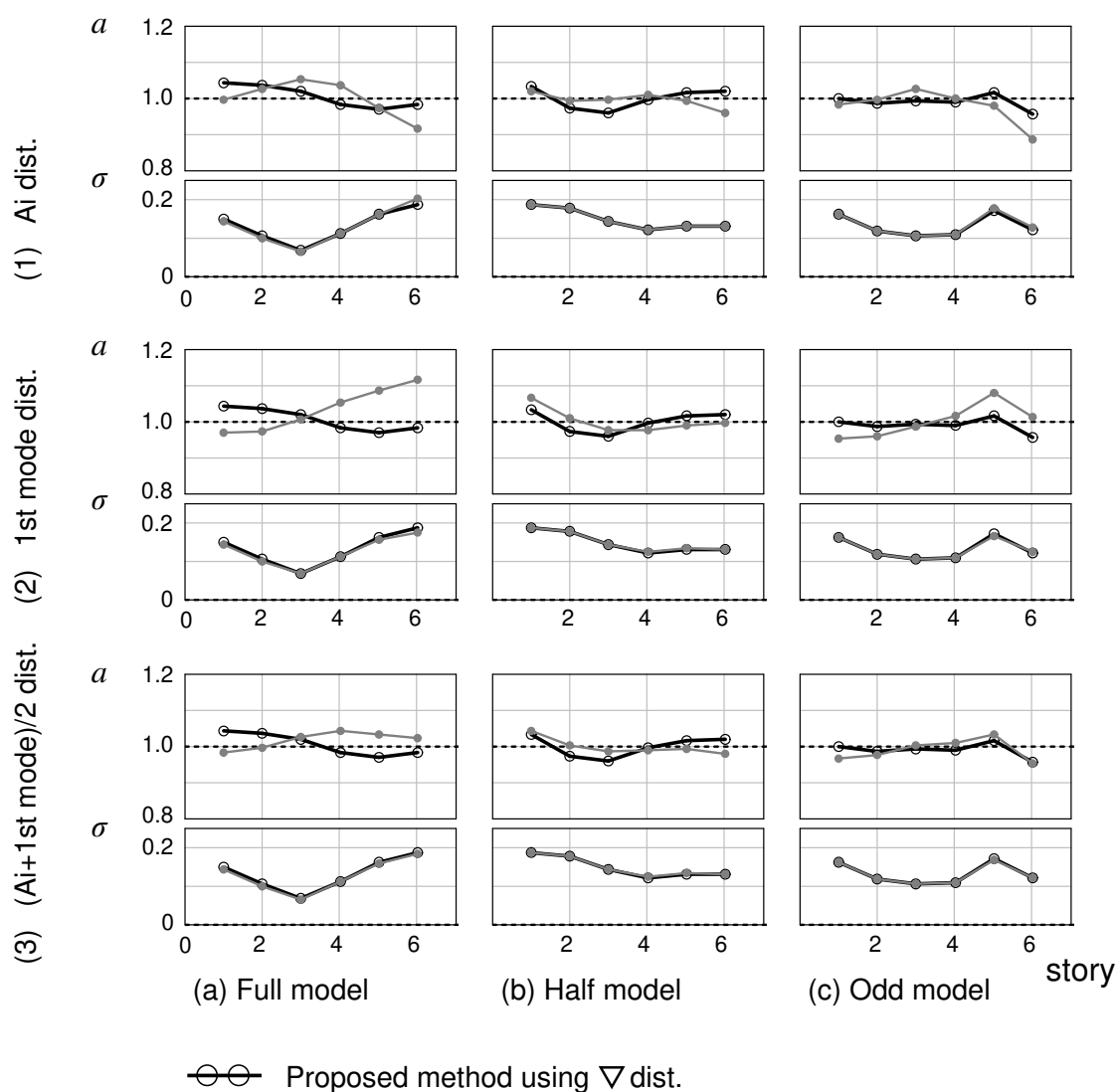


Fig. 3.17 Bias and dispersion of θ estimated by proposed method using different lateral load distributions in pushover analysis (6F model, $\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$)

$\nu = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0$ の計 16 を対象として、Kang & Mori の手法および $d\hat{\mu}_{1,i}$ を用いた提案手法による解析結果を示しているが、このすべてのモデルに対して提案手法の各層の a は $0.9 \sim 1.1$ の間、 σ は 0.2 以下となることを確認した。

Fig. 3.17 は、6F model の「 $\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$ 」を対象に、Pushover 解析に用いる外力分布を (1) Ai 分布に相当する外力分布、(2) 制振構造物の弾性一次振動モード形、(3) Ai 分布に相当する最上部を 1 とした外力分布と最上部を 1 とした弾性一次振動モード形の平均値の分布とした場合の $d\mu_{1,i}$ を用いた提案手法の評価精度（グレーの線）を、震度逆三角形分布を用いた場合の提案手法の評価精度（黒線）と併せて示したものである。いずれのモデルにおいても震度逆三角形分布を用いた場合の結果の方が、その他の外力分布を用いた場合より評価精度が高い、あるいは同等

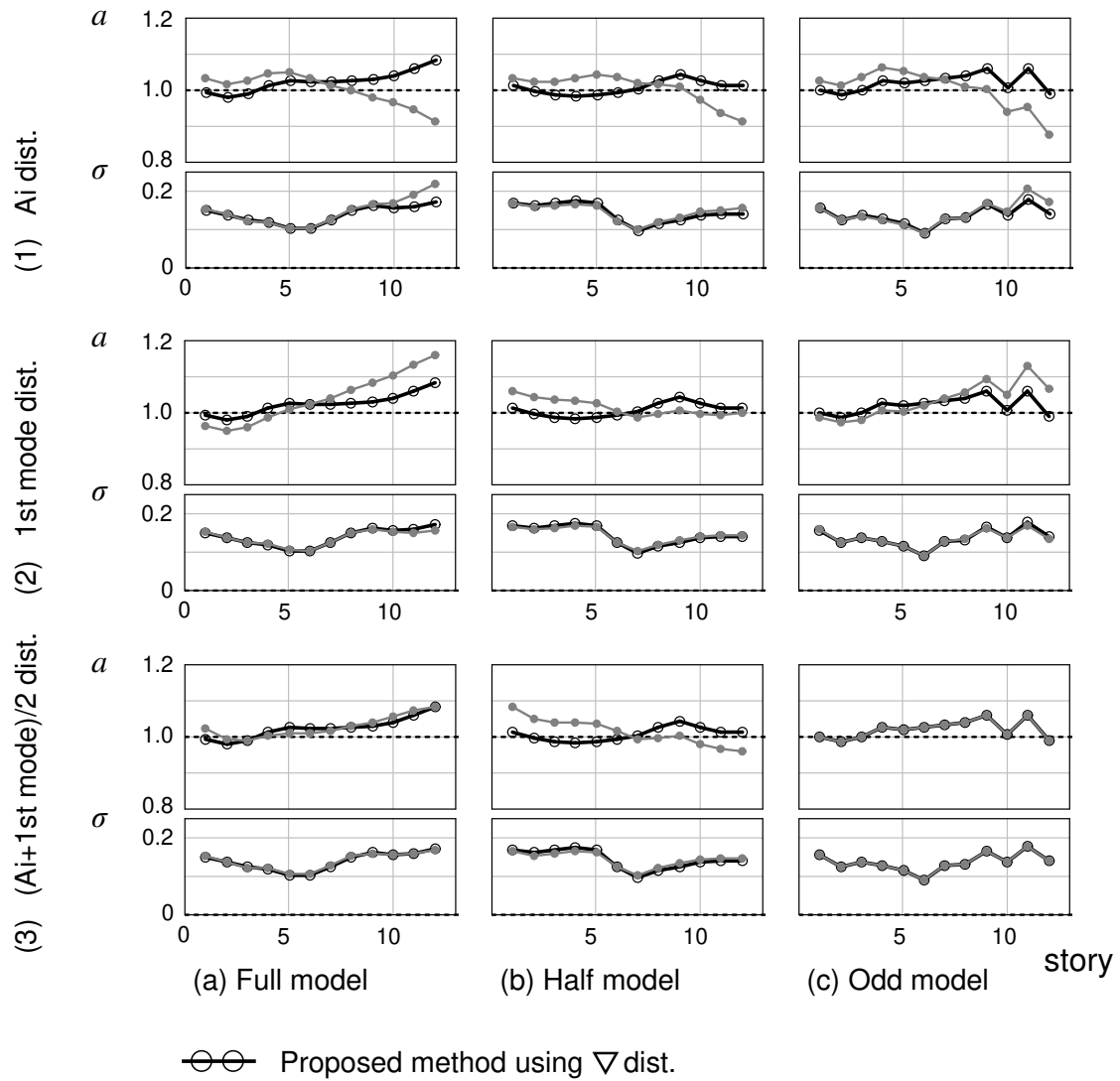


Fig. 3.18 Bias and dispersion of θ estimated by proposed method using different lateral load distributions in pushover analysis (12F model, $\kappa = 2.0$, $\nu = 0.25$)

の結果が得られている。Full model および Odd model において、Ai 分布を用いると上層部で過大評価 (Fig. 3.17(1))，弾性一次振動モード形を用いると上層部で過小評価 (Fig. 3.17(2)) となっている。また (3) の Odd model では二本の線に大きな差はみられず，Full model では多少の違いはあるものの，どちらの a も 1 に近い。また Half model では Full model および Odd model の結果と比べて (1)，(2)，(3) のすべてで黒線とグレー線とに大きな差は見られない。Fig. 3.17 と同様の形式で，12F model の「 $\kappa = 2.0$ ， $\nu = 0.25$ 」を対象とした場合の結果を Fig. 3.18 に示す。いずれのモデルにおいても震度逆三角形分布を用いた場合の結果の方が，その他の外力分布を用いた場合より評価精度が高い，あるいは同等の結果が得られている。特に Fig. 3.18(1-a) の最上層では，黒線の a がグレー線の a と 0.18 程度異なり，Pushover 解析に用いる外力分布の応答評価精度への影

響は大きくなり得る。

3.8 まとめ

本章では、一般的な構造物の簡易最大変位応答評価法である IMP を用い、その一次モードと等価な弾塑性一質点系に各層のダンパーを考慮した MS モデルを用いることで、制振構造物の応答評価法にまでを提案した Kang & Mori の手法に残る課題を考慮した新たな制振構造物の簡易最大変位応答評価法を提案するとともに、その手法の妥当性及び汎用性について検討を行った。具体的に、以下の三点を提案している。

- (1) 制振構造物の弾性一次固有周期と一次の MS モデルの弾性固有周期を一致させるため、制振構造物の多層骨組部を置換した弾塑性バネの初期剛性 $f k_1$ を (3.2) 式で評価した。
- (2) ダンパーが骨組よりも早期に降伏することにより変化する制振構造物の見かけ上の固有周期や振動モード、履歴減衰を考慮した高次モード応答評価法を提案した。さらに、(3.4) 式のダンパー塑性率 $d\mu_{1,i}$ を用いた高次モード応答評価法は入力地震動毎に固有値解析を行う必要があることから、ダンパー塑性率の最大値 $d\mu_{1,\max}$ を (3.17) 式で定まる 4 つの塑性率の領域に分けて各弾塑性バネの塑性率を近似評価する手法も提案した。
- (3) 一般的な構造物を対象とした IMP では、Pushover 解析に用いる外力分布に Ai 分布に相当する外力分布を用いているが、ピロティ形式などの層剛性の急変する構造物に適用することは難しい。Kang & Mori の手法では、制振構造物の弾性一次振動モード形を用いており、ダンパーが設置されたことによって制振構造物の剛性分布が急変することを考慮しているが、制振構造物の上層部で応答が過小に評価される傾向がみられた。また筆者らは以前、外力分布に制振構造物の弾性一次振動モード形と Ai 分布に相当する外力分布のそれぞれを最上部で 1 としたものの平均値を用いることを提案したが³²⁾、この外力分布は工学的根拠が不明瞭であり妥当性および汎用性には疑問が残る。一方、震度逆三角形分布は、弾性一次振動モード形よりも構造物の全体曲げ変形の影響を大きく反映することで上層部の値が大きく評価され得る分布であることから、上層部での応答の過小評価の傾向を解消する可能性がある。そこで本手法では Pushover 解析に震度逆三角形分布を用いることとした。

本章では提案手法および Kang & Mori の手法の応答評価精度を、計 12 個（付録 B では計 16 個）の解析モデルについてそれぞれ示した。Kang & Mori の手法では、Full model および Oddmodel の上層部で応答を過小評価する傾向や Half model での応答評価のばらつきが増加する傾向を示した

が、提案手法ではこれらはほぼ解消されており、すべての解析骨組モデルで比較的良好な評価精度が得られた。

なお、3.4 節で述べた近似評価したダンパー塑性率を用いた高次モード応答評価法の妥当性および汎用性については、他の骨組モデルを用いてさらに検討する必要がある。

また本研究は履歴ダンパーに生じる最大変形に着目したものであるが、履歴ダンパーを設計する際には累積塑性変形倍率を把握することも重要となる。宋・筆者らはこれまでダンパーの累積塑性変形倍率を、各次の MS モデル内の弾塑性バネの累積塑性変形倍率の重ね合わせで評価する手法について検討しており⁸⁸⁾、この手法を必要に応じて改良していくことも今後の検討課題である。さらに、時刻歴応答解析を行うことなく、MS モデルの累積塑性変形倍率を塑性化による見かけの固有周期の増大を考慮しながらエネルギー応答スペクトル等に基づいて評価する方法も検討し、これと組み合わせることで、簡易な履歴ダンパーの累積塑性変形倍率評価法の提示を目指す。

第4章 固有周期依存型スペクトル強さに基づく 弾塑性一質点系の最大変位応答評価法

4.1 はじめに

2.4 節では、既往の $S_{D,1}^I$ 評価手法としては、エネルギー一定則、変位一定則、等価線形化手法、固有周期依存型スペクトル強さを用いた $S_{D,1}^I$ 評価法等について概説するとともに、特に固有周期依存型スペクトル強さ指標に残る課題について述べた（2.4.6 項）。本章では、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報が整備されるという想定のもとで⁴⁰⁾、Kurama & Farrow の提案する指標（(2.93) 式）と同様に積分範囲を T_1 から一質点系の最大塑性率 μ より求まる T_{eq} までとしたスペクトル強さと $S_{D,1}^I$ の一般的な関係を、Bi-linear 型、Bi-linear-slip 型、Tri-linear 型一質点系の時刻歴応答解析結果に基づいて復元力特性毎に明らかにした上で、この関係に基づく $S_{D,1}^I$ 評価法を提案する。また、この手法の評価精度を既往の $S_{D,1}^I$ 評価法の評価精度と比較・検討する。

4.2 本研究で用いる固有周期依存型スペクトル強さ SI_μ

本研究では、(4.1) 式で定義される固有周期依存型スペクトル強さ SI_μ を用いる。 SI_μ は $SI_{n.p.}^{KF}$ ((2.93) 式) に $T_{eq} - T_1$ を乗じたものであるが、次節で述べるように、 SI_μ と $S_{D,1}^I$ との関係は単純な関数でモデル化することができ得る。

$$SI_\mu = \int_{T_1}^{T_{eq}} S_A^E(T; h_1) dT \quad (\text{mm/s}) \quad (4.1)$$

ここに、 T_{eq} は一質点系の最大塑性率 μ に対応する割線剛性から評価する。Bi-linear 型、Bi-linear-slip 型および Tri-linear 型復元力特性の T_{eq} 評価式を次式に示す。

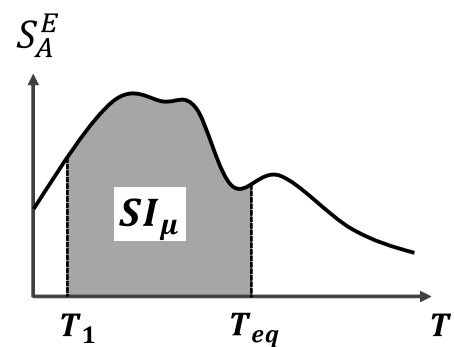


Fig. 4.1 Definition of SI_μ

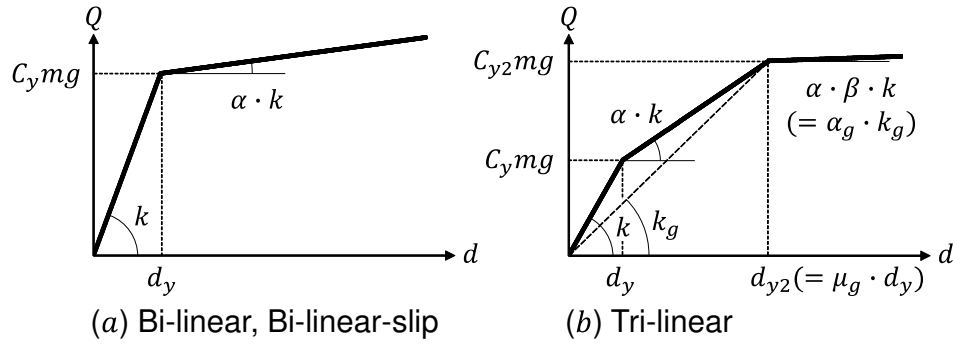


Fig. 4.2 Parameters of backbone curve

$$T_{eq} = \begin{cases} \begin{cases} \text{【Bi-linear, Bi-linear-slip】} \\ T_1 \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha \cdot \mu}} \end{cases} \\ \begin{cases} \text{【Tri-linear】} \\ \begin{cases} T_1 \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha \cdot \mu}} & (\mu \leq \mu_g) \\ T_g \cdot \sqrt{\frac{\mu/\mu_g}{1 - \alpha_g + \alpha_g \cdot \mu/\mu_g}} & (\mu > \mu_g) \end{cases} \end{cases} \end{cases} \quad (4.2)$$

Bi-linear 型あるいは Bi-linear-slip 型一質点系のせん断力 Q - 変位 d 関係を Fig. 4.2(a) に, Tri-linear 型一質点系の Q - d 関係を Fig. 4.2(b) に示す。Fig. 4.2(a) 中の m は質量, d_y は降伏変位, k は初期剛性, α は二次勾配であり, Fig. 4.2(b) 中の C_{y2} は第二降伏せん断力係数, μ_g は第二降伏変位 d_{y2} を d_y で除したもので, T_g は原点と第二降伏点を結ぶ割線剛性 k_g に対応する固有周期, α_g は三次剛性 ($= \alpha \cdot \beta \cdot k$) を k_g で除したものである。

4.3 SI_μ と弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の関係

本節では, SI_μ と $S_{D,1}^I$ との一般的な関係を時刻歴応答解析結果を用い明らかにした上でこれをモデル化する。

4.3.1 弾塑性一質点系の解析モデル

以下に示すパラメータを有する Bi-linear 型, Bi-linear-slip 型および Tri-linear 型一質点系モデルを用いる。

【Bi-linear, Bi-linear-slip】

- 弾性固有周期 $T_1 = 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.35, 0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50, 1.75, \text{ or } 2.00$ (s)

- 降伏せん断力係数 $C_y = 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, \text{ or } 0.70$
- 二次勾配 $\alpha = 0.00, 0.03, 0.06, 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, 0.70, 0.80, 0.90, \text{ or } 0.99$
- 減衰定数 $h_1 = 0.02$

【Tri-linear】

- 弾性固有周期 T_1 : Bi-linear, Bi-linear-slip 型と同様
- 第一降伏せん断力係数 $C_y = 0.20, 0.30, 0.40, 0.50$
- 第二降伏せん断力係数 $C_{y2} = C_y + C_0$ (ここに, $C_0 = 0.05, 0.10, 0.20, \text{ or } 0.30$)
- 二次勾配 α : Bi-linear, Bi-linear-slip 型と同様
- 三次勾配 $\gamma = \alpha \cdot \beta$ (ここに, $\beta = 0.00, 0.03, 0.06, 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, 0.70, 0.80, 0.90, \text{ or } 0.99$)
- 減衰定数 h_1 : Bi-linear, Bi-linear-slip 型と同様

4.3.2 SI_μ と $S_{D,1}^I$ の関係の分析

Fig. 4.3(a) は, $T_1 = 0.50$, $\alpha = 0.00$ および $C_y = 0.20, 0.40$ または 0.60 の三つの Bi-linear 型一質点系について 3.7.1 項に示す地震動 1419 波に対する SI_μ と $S_{D,1}^I$ との関係を $\ln(SI_\mu) - \ln(d_y(\mu - 1))$ 軸上に, 建築構造工学で一般に関心のある $1 < \mu < 20$ の範囲で示したものである。 C_y に関わらず両者の間に線形関係が見られることから一次関数でモデル化した。図中の実線は回帰直線, σ_{SI} は $\ln(d_y(\mu - 1))$ 軸方向での時刻歴応答解析結果と回帰直線との距離の二乗和をデータ数で除すことで求めた, 回帰直線まわりの標準誤差を表す。また Fig. 4.3(b), (c) はそれぞれ, T_{eq} を時刻歴応答解析結果から求めた場合の $SI_{n.p.}^{Kadas}$ ((2.91) 式) と $S_{D,1}^I$ との関係および $SI_{n.p.}^{KF}$ ((2.93) 式) と $S_{D,1}^I$ との関係を示したものである。なお, これら図において, 縦軸は左から $C_y = 0.2, 0.4, 0.6$ の結果のものと対応している。

Fig. 4.4(a), (b) はそれぞれ, Bi-linear-slip 型 ($T_1 = 0.50$, $\alpha = 0.00$ および $C_y = 0.20, 0.40, 0.60$), Tri-linear 型 ($T_1 = 0.50$, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.00$ および $C_y = 0.20, 0.40$, $C_{y2} = 0.40, 0.45, 0.60$) 一質点系の $\ln(SI_\mu) - \ln(d_y(\mu - 1))$ 関係を示したものである。Bi-linear-slip 型では Bi-linear 型と同様に $\ln(SI_\mu) - \ln(d_y(\mu - 1))$ 間に線形関係が見られた一方で Tri-linear 型にこの傾向はなかった。 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_y(\mu - 1))$ 関係が第二降伏変位 $d_{y2} (= \mu_g \cdot d_y)$ 付近で大きく変化していたことを

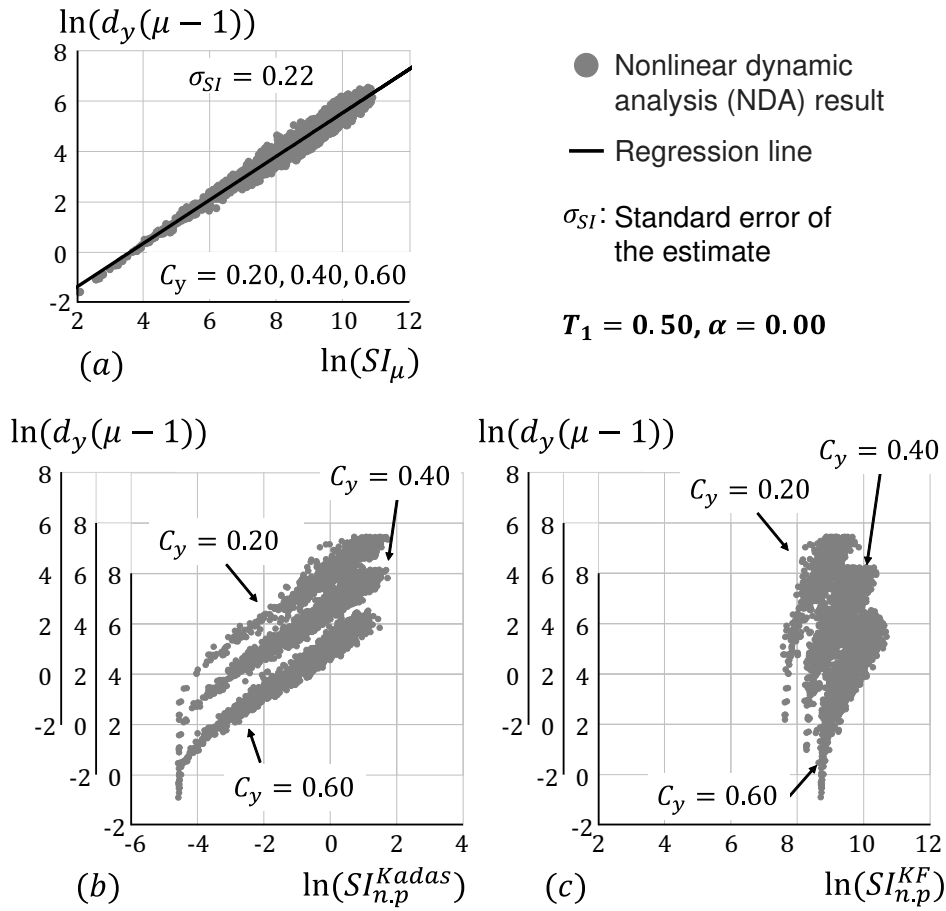


Fig. 4.3 Relationship between (a) $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(dy(\mu-1))$, (b) $\ln(SI_{n.p}^{Kadas})$ and $\ln(dy(\mu-1))$ and (c) $\ln(SI_{n.p}^{KF})$ and $\ln(dy(\mu-1))$ of oscillator with Bi-linear hysteresis curve ($1 < \mu < 20$)

踏まえ (Fig. 4.4(b))，縦軸を $\ln(dy(\mu-1))$ ではなく，最大応答点を通る傾き k の直線と $Q = 0$ の交点を表す変位応答 d_0 (Fig. 4.5, (4.3) 式) の対数としたところ，Fig. 4.4(c) に示すように，三つの復元力特性すべてで $\ln(SI_\mu)$ と $\ln(d_0)$ に線形関係が見られた。

$$d_0 = \begin{cases} \text{[Bi-linear, Bi-linear-slip]} \\ d_y(\mu-1)(1-\alpha) \\ \text{[Tri-linear]} \\ \begin{cases} d_y(\mu-1)(1-\alpha) & (\mu \leq \mu_g) \\ d_y\{(\mu-1)(1-\alpha) + (\mu-\mu_g)(\alpha-\alpha\beta)\} & (\mu > \mu_g) \end{cases} \end{cases} \quad (4.3)$$

Fig. 4.4(c) 中に示す Bi-linear 型および Bi-linear-slip 型の結果は，それぞれ Fig. 4.3(a) および Fig. 4.4(a) に示す $\ln(SI_\mu) - \ln(dy(\mu-1))$ 関係を上方に $\ln(1-\alpha)$ だけ平行移動させたものである。Tri-linear 型の結果は，Bi-linear 型および Bi-linear-slip 型と同様に Fig. 4.4(b) に示す結果を上方に $\ln(1-\alpha)$ だけ平行移動させた上で，応答が $d_{y2} (= \mu_g \cdot d_y)$ より大きな範囲において平行移動させた縦軸中の値 $d_y(\mu-1)(1-\alpha)$ に $d_y(\mu-\mu_g)(\alpha-\alpha\beta)$ を加算したものである。

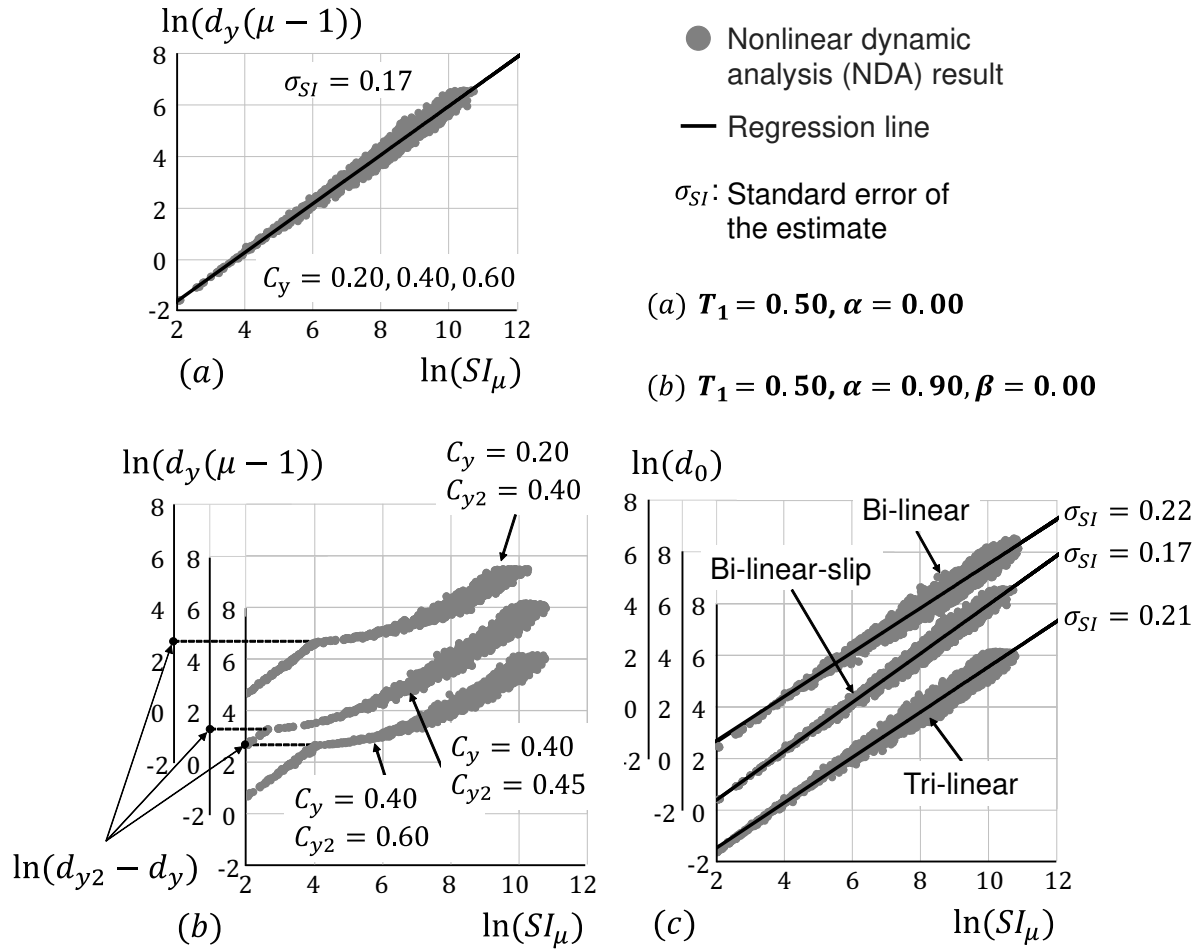


Fig. 4.4 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_y(\mu - 1))$ of oscillator with (a) Bi-linear-slip, (b) Tri-linear hysteresis curve and (c) relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ of oscillator with each hysteresis curve

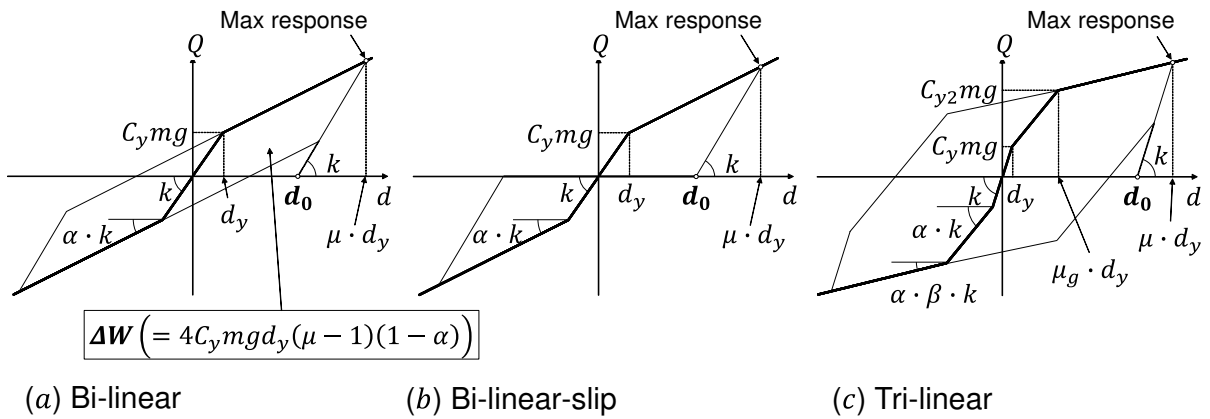
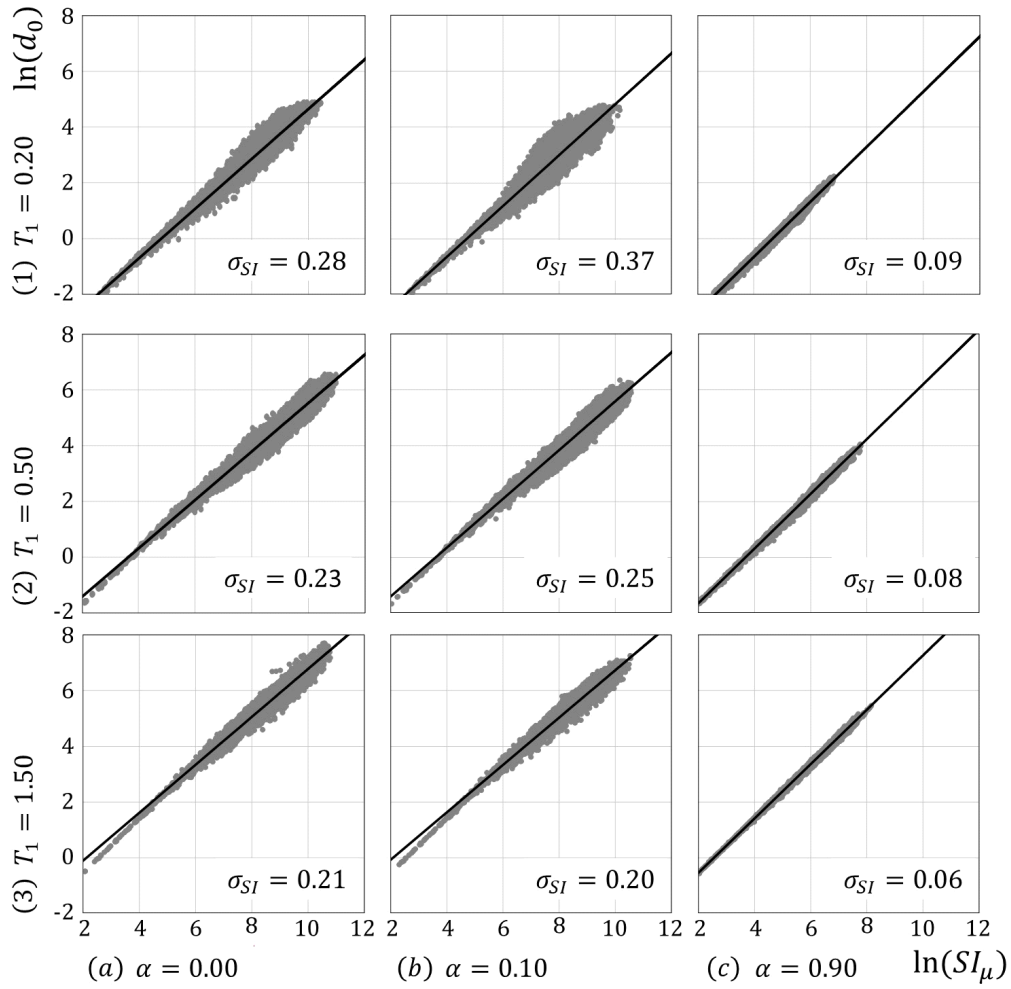


Fig. 4.5 d_0 in Eq.(4.3)


 Fig. 4.6 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ of oscillators (Bi-linear)

d_0 は Fig. 4.5 に示すように最大応答点を通る傾き k の直線と $Q = 0$ の交点を表す変位応答であるが、Bi-linear 型復元力特性の場合、この d_0 が最大塑性率が μ のときに描く 1 サイクルあたりの復元力特性の面積 ΔW を $4C_y mg$ で除したもの ((4.4) 式) と等しくなる。このことから、 d_0 は 1 サイクルあたりの履歴吸収エネルギー量に関係し得る。Bi-linear-slip 型あるいは Tri-linear 型復元力特性の場合ではこれらは等しくならないが、(4.3) 式および (4.4) 式中には $d_y(\mu - 1)(1 - \alpha)$ や $d_y(\mu - \mu_g)(\alpha - \alpha\beta)$ という共通項が見られる。

$$\frac{\Delta W}{4C_y mg} = \begin{cases} \text{【Bi-linear】} \\ d_y(\mu - 1)(1 - \alpha) \\ \text{【Bi-linear-slip】} \\ d_y(\mu - 1)(1 - \alpha) \cdot \frac{\{1 + \alpha(\mu - 1)\}}{2} \\ \text{【Tri-linear】} \\ \begin{cases} d_y(\mu - 1)(1 - \alpha) & (\mu < \mu_g) \\ d_y\{(\mu - 1)(1 - \alpha) + \mu_g(\mu - \mu_g)(\alpha - \alpha\beta)\} & (\mu > \mu_g) \end{cases} \end{cases} \quad (4.4)$$

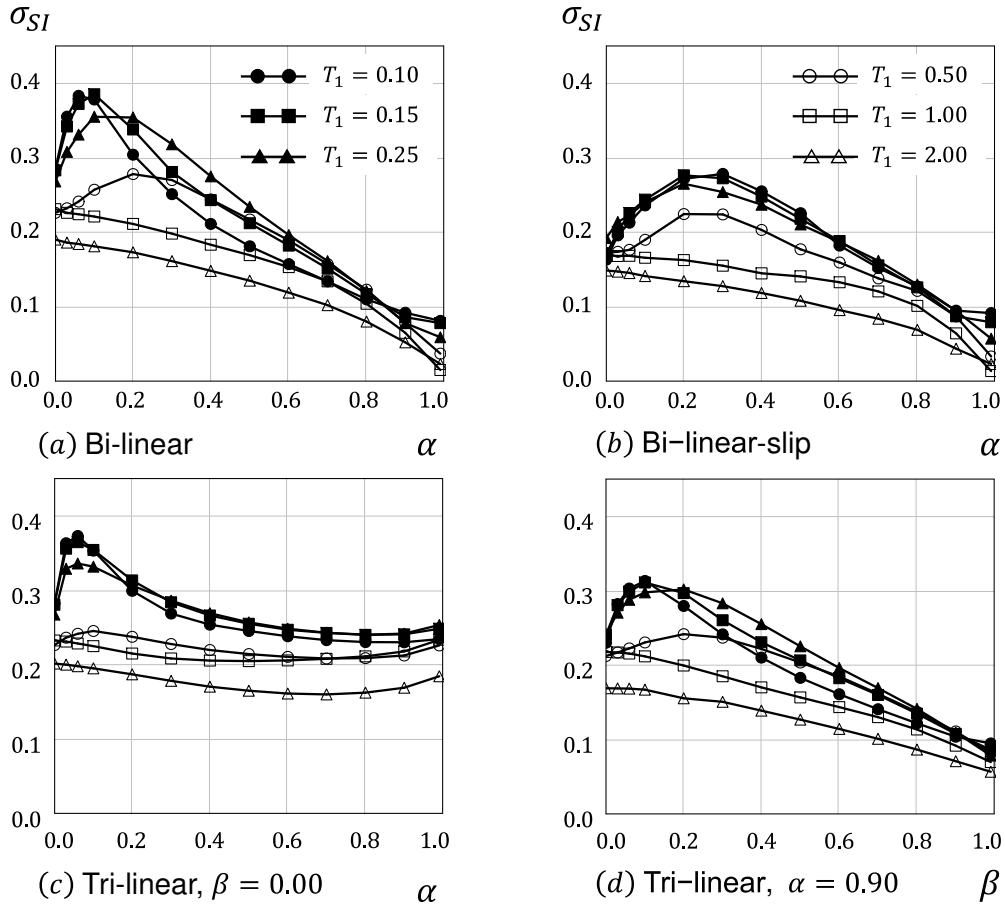

 Fig. 4.7 σ_{SI} of oscillators with each hysteresis curve

Fig. 4.4(c) では各復元力特性に対して、それぞれ三つ、計九つの一質点系のみを対象として $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を示したが、この関係は 4.3.1 項に示すすべての一質点系モデルにおいて Fig. 4.4(c) と同様の線形関係を示した（付録 C）。本項では特に Bi-linear 型一質点系 ($T_1 = (1)0.20, (2)0.50, (3)1.50, \alpha = (a)0.00, (b)0.10, (c)0.90$) を対象に、 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を回帰直線まわりのばらつきの程度を表す σ_{SI} と併せて Fig. 4.6 に示す。 $T_1 = 1.50$ の σ_{SI} は α が大きくなるにつれ小さくなる傾向を示しているが、その他の T_1 ではこの傾向はみられない。また Fig. 4.7 には σ_{SI} の値を、(a) Bi-linear, (b) Bi-linear-slip, (c) Tri-linear ($\beta = 0.00$), (d) Tri-linear ($\alpha = 0.90$) 型一質点系を対象として示す。対象とした 6 つの T_1 毎に (a), (b), (c) は α を変化させて、(d) は β を変化させて σ_{SI} を示しており、 $T_1 = 0.1 \sim 0.5$ の範囲では、いずれの復元力特性でも σ_{SI} が $\alpha = 0$ （または $\beta = 0$ ）で最大となっておらず上に凸の傾向を示している。この値は後述するように、4.4 節に示す応答評価法の評価精度に影響を与え得る。

Table 4.1 $B_{p,q}$, $S_{p,q}$ and ${}_rT_{p,q}$ ($q = 1, 2, 3, 4, 5$) in Eqs.(4.7), (4.8)

Slope, b_1								
p	q	$B_{p,q}$	$S_{p,q}$	${}_1T_{p,q}$	${}_2T_{p,q}$	${}_3T_{p,q}$	${}_4T_{p,q}$	${}_5T_{p,q}$
1	1	-0.0695	-0.108	-0.393	0.506	-0.154	0	0.01
	2	0.18	0.243	0.027	0.205	-0.186	0	0.061
	3	-0.113	-0.117	0.129	-0.251	0.064	0	-0.042
	4	0.007	0	-0.147	0.284	-0.174	0	0.049
	5	-0.002	-0.015	0.0669	-0.1142	0.0897	-0.0012	-0.0244
2	1	0	0	2173	-5909	2440	0	-447
	2	440	458	-4660	9094	-2118	0	311
	3	500	46.6	-2753	4118	-2396	0	467
	4	-350	-200	2904	-4052	1516	0	-304
	5	160	181	-264.3	86.5	309.7	151.6	-163.1
3	1	0.059	-0.033	0	0	0	0	0
	2	-0.124	0.004	-0.088	0.002	0.154	0	-0.029
	3	0.334	0.097	-0.268	0.497	-0.179	0	0.029
	4	-0.132	0	0.121	-0.188	0.04	0	-0.005
	5	0.86	0.928	0.2755	-0.4376	0.3367	0.8584	-0.1182
Intercept, b_2								
4	1	0	0.255	0	0	0	0	0
	2	0.02	-0.45	0	0	0	0	0
	3	-0.31	0.02	1.62	-2.4	0.8	0	-0.08
	4	0.18	0.08	-0.9	1.06	-0.12	0	-0.02
	5	0.6	0.595	-0.23	0.45	-0.35	0.6	0.07
5	1	0	0	0	0	0	0	0
	2	0.33	0.3	2.2	-2.83	0.57	0	-0.16
	3	-1.58	-0.54	0	0	0	0	0
	4	0.6	-0.043	0	0	0	0	0
	5	-2.34	-2.695	-2	2.83	-1.83	-2.34	0.53

4.3.3 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係のモデル化

$\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を, 4.3.1 項に示す全モデルの回帰分析結果に基づきその傾き b_1 および切片 b_2 を (4.5), (4.6) 式でモデル化する。

$$b_1 = c_1 \cdot \ln(T_1) + c_2 \cdot T_1 + c_3 + c_4/T_1 \quad (4.5)$$

$$b_2 = c_5 \cdot \ln(T_1) + c_6 \cdot T_1 + c_7 \quad (4.6)$$

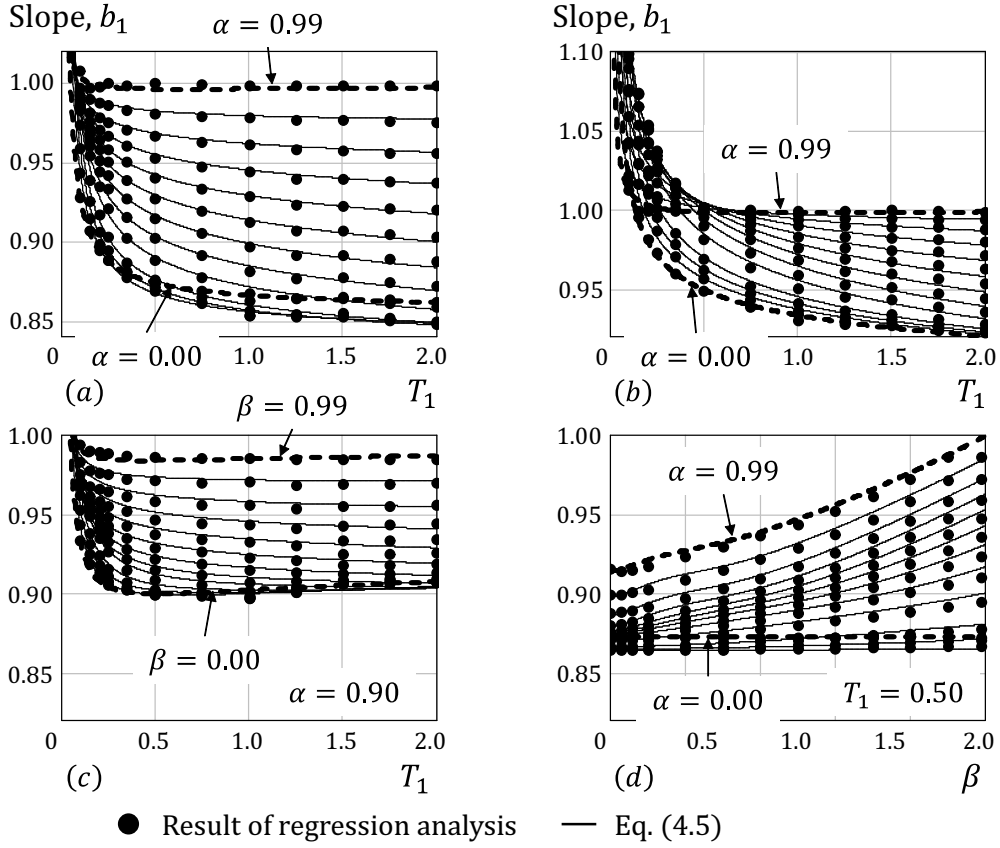


Fig. 4.8 Slope of $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ relationship of oscillator with (a) Bi-linear, (b) Bi-linear-slip, (c) Tri-linear ($\alpha = 0.90$), (d) Tri-linear ($T_1 = 0.50$) hysteresis curve

ここに、(4.5), (4.6) 式中の c_p ($p = 1, 2, \dots, 7$) は Table 4.1 に示す値を次式に代入して評価する。

$$c_p = \begin{cases} \text{[Bi-linear]} \\ B_{p,1} \cdot \alpha^3 + B_{p,2} \cdot \alpha^2 + B_{p,3} \cdot \alpha + B_{p,4} \cdot \sqrt{\alpha} + B_{p,5} \\ \text{[Bi-linear-slip]} \\ S_{p,1} \cdot \alpha^3 + S_{p,2} \cdot \alpha^2 + S_{p,3} \cdot \alpha + S_{p,4} \cdot \sqrt{\alpha} + S_{p,5} \\ \text{[Tri-linear]} \\ {}_1T_p \cdot \alpha^3 + {}_2T_p \cdot \alpha^2 + {}_3T_p \cdot \alpha + {}_4T_p \cdot \sqrt{\alpha} + {}_5T_p \end{cases} \quad (4.7)$$

ここに、(4.7) 式中の ${}_rT_p$ ($r = 1, 2, 3, 4, 5$) は次式で評価する。

$${}_rT_p = {}_rT_{p,1} \cdot \beta^3 + {}_rT_{p,2} \cdot \beta^2 + {}_rT_{p,3} \cdot \beta + {}_rT_{p,4} \cdot \sqrt{\beta} + {}_rT_{p,5} \quad (4.8)$$

Fig. 4.8 に (a) Bi-linear, (b) Bi-linear-slip, (c) Tri-linear ($\alpha = 0.90$), (d) Tri-linear ($T_1 = 0.50$) 型一質点系を対象としたときの傾き b_1 の回帰分析結果 (●) および (4.5) 式 (実線) を示す。この (4.5) 式を Fig. 4.8(a), (b) では二次勾配 α 毎に T_1 の関数として, (c) では β 毎に T_1 の関数として, (d) では α 毎に β の関数として示している。またこの図と同様の形式で、切片 b_2 の回帰分析結果 および (4.6) 式を Fig. 4.9 に示す。これらの図において、特に $\alpha = 0.00, 0.99$ あるいは $\beta = 0.00,$

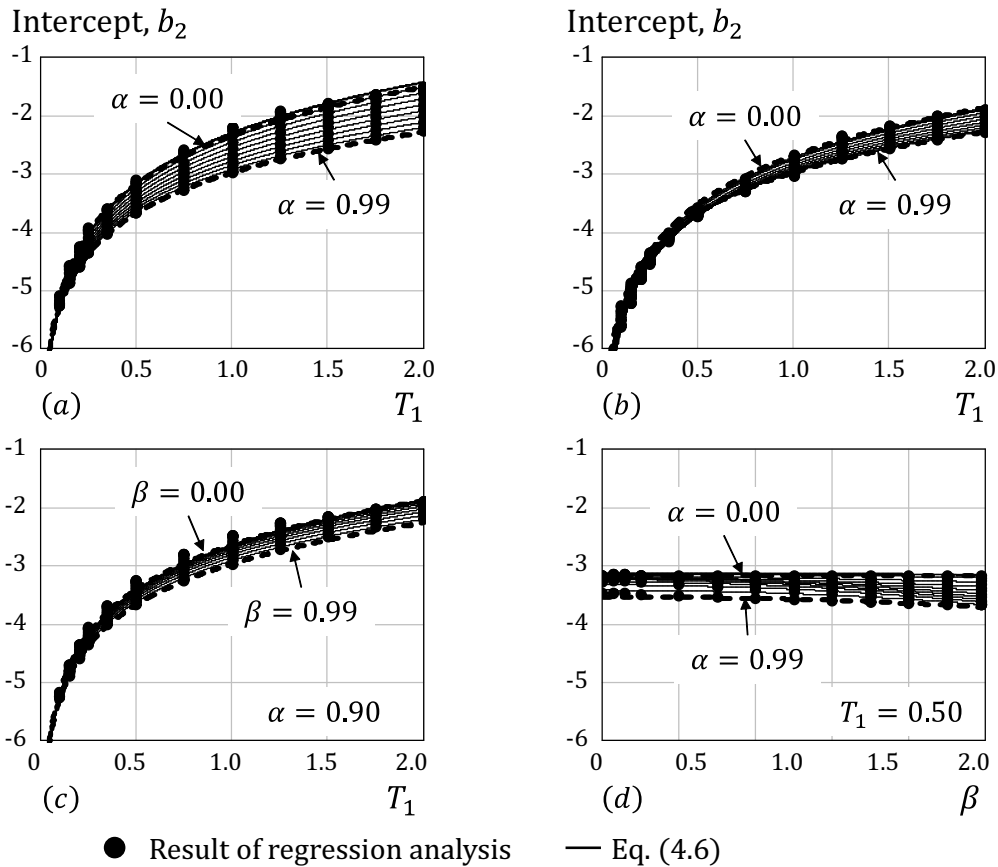


Fig. 4.9 Intercept of $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ relationship of oscillator with (a) Bi-linear, (b) Bi-linear-slip, (c) Tri-linear ($\alpha = 0.90$), (d) Tri-linear ($T_1 = 0.50$) hysteresis curve

0.99 の場合の傾き・切片の値を太い破線で示している。傾き・切片ともに α や β によって単調増加の傾向を示さないものもあるが、4.5 節に示すように、 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を表す直線を、(4.5)～(4.8) 式および Table 4.1 から得られる近似直線を用い後記する手法により応答を評価した場合の評価精度は、回帰分析で直接評価したものを用いて応答を評価した場合の評価精度と大差はない。

4.4 簡易最大変位応答評価法

ある特定の地震動に対する $S_{D,1}^I$ を、(4.5)～(4.8) 式および Table 4.1 から得られる $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係（以下、単に $SI_\mu - d_0$ 関係という）と、(4.2) 式中の T_{eq} を T_1 から漸増させることで描かれるその地震動の d_0 ((4.3) 式) と SI_μ ((4.1) 式) との関係（以下、Spectrum line という）の最初の交点から評価する。Fig. 4.4(c) 中に示した Bi-linear 型一質点の近似直線に、ある地震動に対する応答解析結果（白丸）およびその地震動の Spectrum line（破線）を追記したものを Fig. 4.10 に示す。Spectrum line は特定の地震動を対象とした任意の塑性率とそれを積分区間の上限値にした

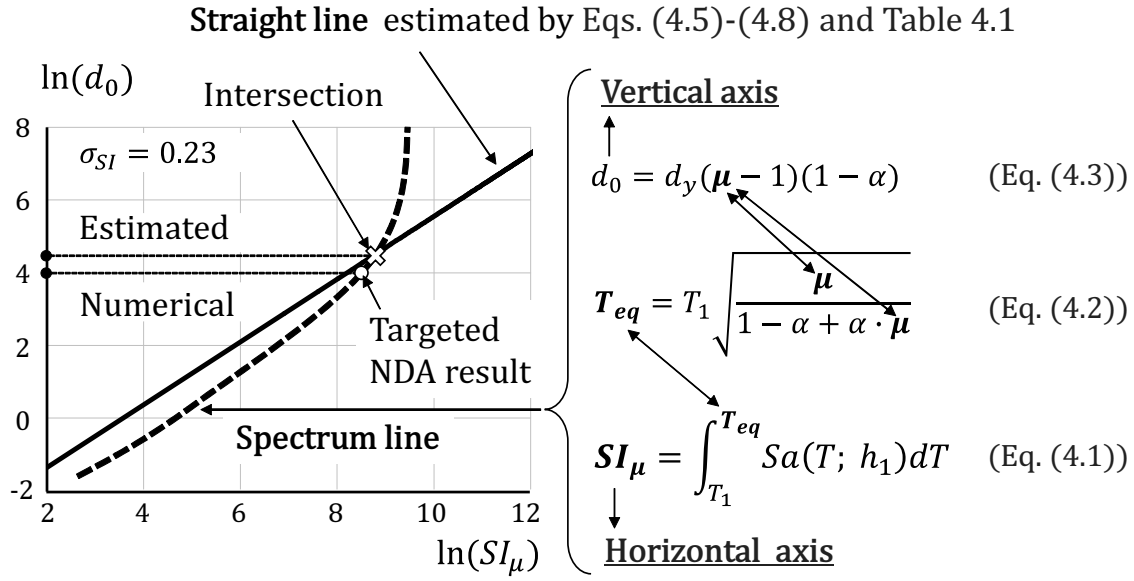


Fig. 4.10 Estimation method for maximum displacement response

SI_μ の関係を表す。定義上、白丸はその地震動の Spectrum line 上に位置するため、実際の $\ln(SI_\mu)$ と $\ln(d_0)$ との関係にばらつきがない場合、すなわち σ_{SI} が 0 のとき、推定値は時刻歴応答解析結果に一致する。

4.5 提案手法の評価精度

提案手法の評価精度をエネルギー一定則（2.4.1 項），変位一定則（2.4.2 項），Chopra & Chintanapakdee の手法（2.4.4 項），等価線形化手法（2.4.5 項）および北原・伊藤の手法（2.4.6 項）の評価精度と比較・検討する。なお、等価線形化手法では (4.2) 式で評価される等価固有周期および笠井らの提案する応答スペクトルの減衰補正係数（(2.85) 式）²⁸⁾ を用い、等価減衰定数の評価式は、Bi-linear 型では島崎の提案式（(2.73) 式）⁶⁰⁾ を、Bi-linear-slip 型および Tri-linear 型では (4.4) 式中の ΔW を最大応答点と原点を結ぶ三角形の面積で除したものの ^{89), 43)} を用いる。

これらの応答評価法の評価精度は、各地震動に対して応答評価法により推定される最大塑性率 μ_{est} と時刻歴応答解析により算定される最大塑性率 μ_{NDA} を両対数軸グラフ上に $1 < \mu_{NDA} < 20$ の範囲でプロットしたときの傾き 1 の回帰直線の一対一の直線からの偏差 a および回帰直線まわりのばらつき σ （おおよそ変動係数に相当）で示す。 a が 1 に近いほど精度が良く、1 より大きければ推定値が過小評価の傾向があることを表す。

Fig. 4.11 は Bi-linear 型一質点系の提案手法による結果を、 $T_1 = 0.20$, $\alpha = 0.00$, $C_y = (a)0.2$, $(b)0.3$, $(c)0.4$, $(d)0.5$, $(e)0.6$, $(f)0.7$ の場合について示したものであり、図中の点線は一対一の

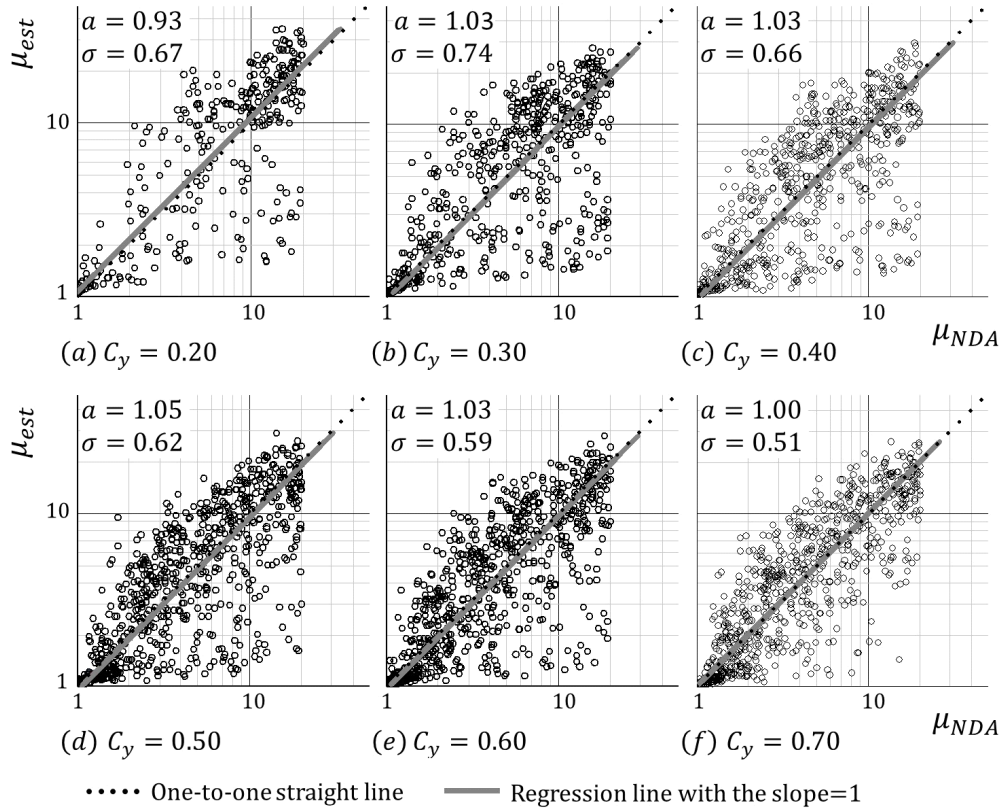


Fig. 4.11 Comparison between μ_{NDA} and μ_{est} (Bi-linear, $T_1 = 0.20$, $\alpha = 0.00$)

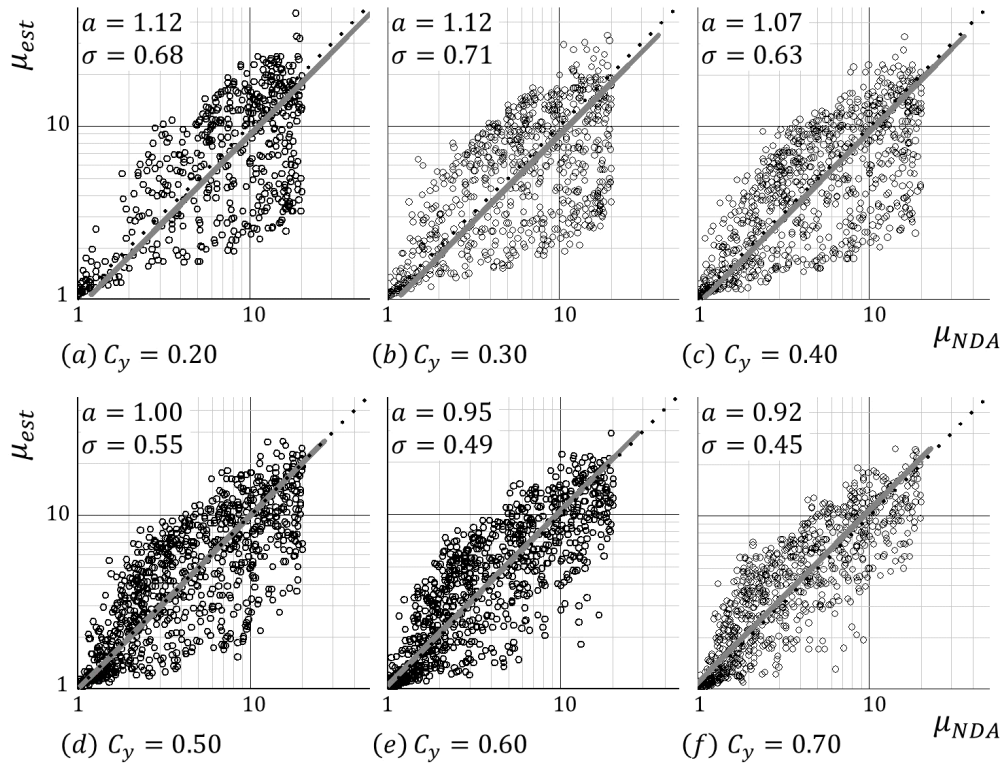


Fig. 4.12 Comparison between μ_{NDA} and μ_{est} (Bi-linear, $T_1 = 0.20$, $\alpha = 0.10$)

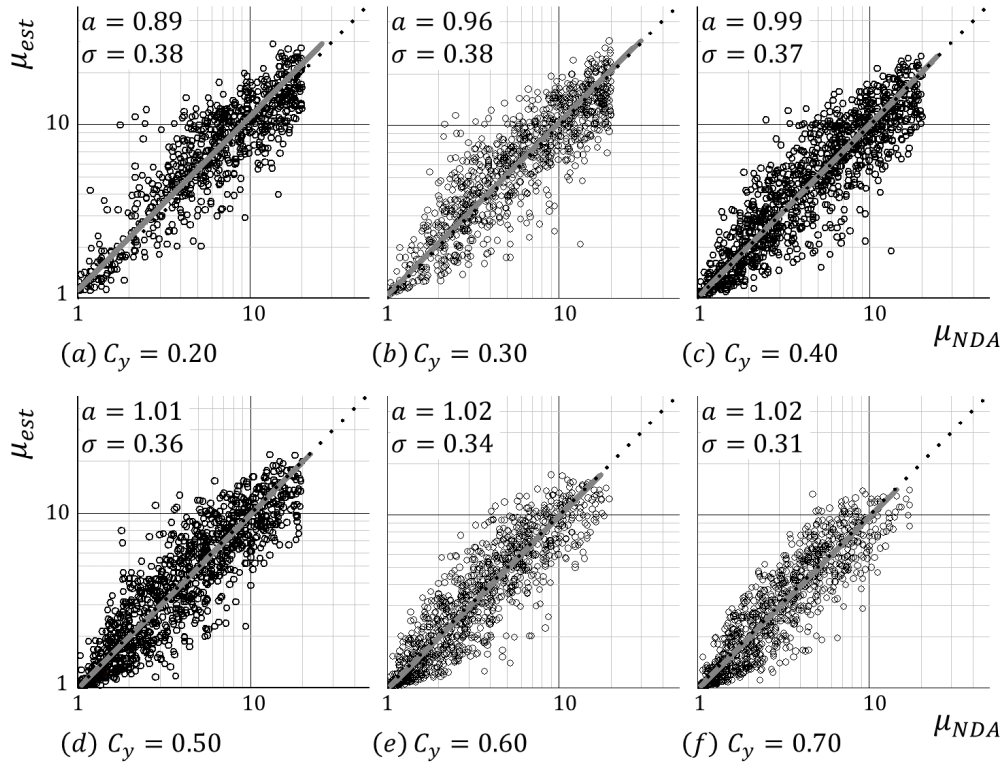


Fig. 4.13 Comparison between μ_{NDA} and μ_{est} (Bi-linear, $T_1 = 0.50$, $\alpha = 0.00$)

直線，実線は傾き 1 の回帰直線を表す。 a および σ の値は $1 < \mu_{NDA} < 20$ の範囲にある結果の数の影響により C_y によって多少変化はしているものの， μ_{NDA} と μ_{est} 関係はいずれの結果も概ね同じ傾向を示している。また同様の形式で $T_1 = 0.20$ ， $\alpha = 0.10$ の場合および $T_1 = 0.50$ ， $\alpha = 0.00$ の場合について示したものが Fig. 4.12 および Fig. 4.13 であり，これらも C_y に関わらず μ_{NDA} と μ_{est} 関係は概ね同じ傾向を示していることから，Fig. 4.14 以降に示す結果は $C_y = 0.2 \sim 0.7$ の六つの一質点系の結果を合わせて示す。

Fig. 4.14 は Bi-linear 型一質点系の提案手法による結果を， $T_1 = (1)0.20$ ， $(2)0.50$ ， $(3)1.50$ ， $\alpha = (a)0.00$ ， $(b)0.10$ ， $(c)0.90$ の場合について示したものである。すべてのモデルで a は概ね 1 となっている一方， σ は T_1 および α が小さい時に大きくなり， $T_1 = 0.20$ ， $\alpha = 0.00$ の場合は 0.621 となった (Fig. 4.14(a-1))。 σ が大きくなる要因として， σ_{SI} の値の影響および $SI_{\mu} - d_0$ 関係と傾き・切片の近い Spectrum line の交点から d_{max} を推定することにより生じる誤差の影響の二つが挙げられる。Fig. 4.15 に，Fig. 4.14 で用いた一質点系モデルについて， σ_{SI} の値， $SI_{\mu} - d_0$ 関係および無作為に選んだ 15 波の地震動の Spectrum line を示す。 σ が比較的大きくなった $T_1 = 0.20$ ， $\alpha = 0.00$ の場合 (Fig. 4.15(a-1)) では，他のモデルのものと比べて σ_{SI} が特段大きくはない一方で $SI_{\mu} - d_0$ 関係と傾き・切片の近い Spectrum line がいくつか見られた。

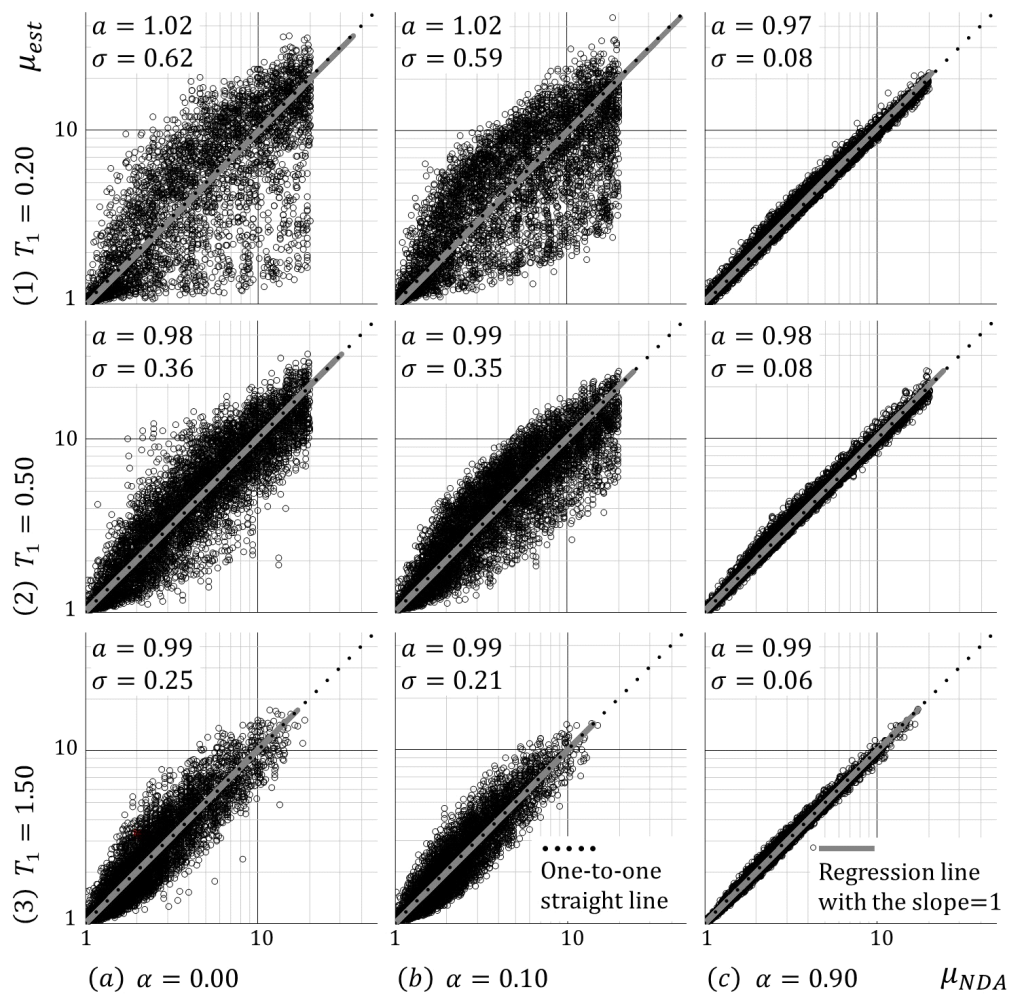
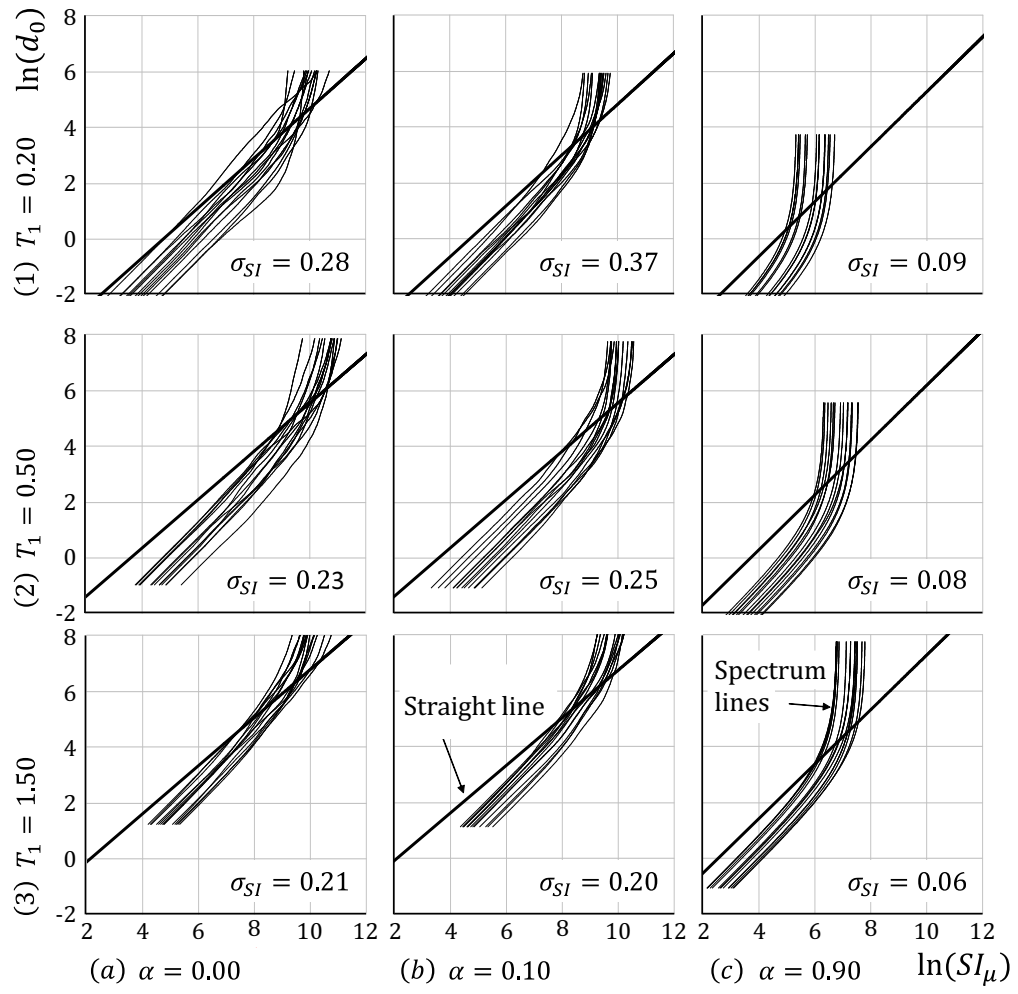
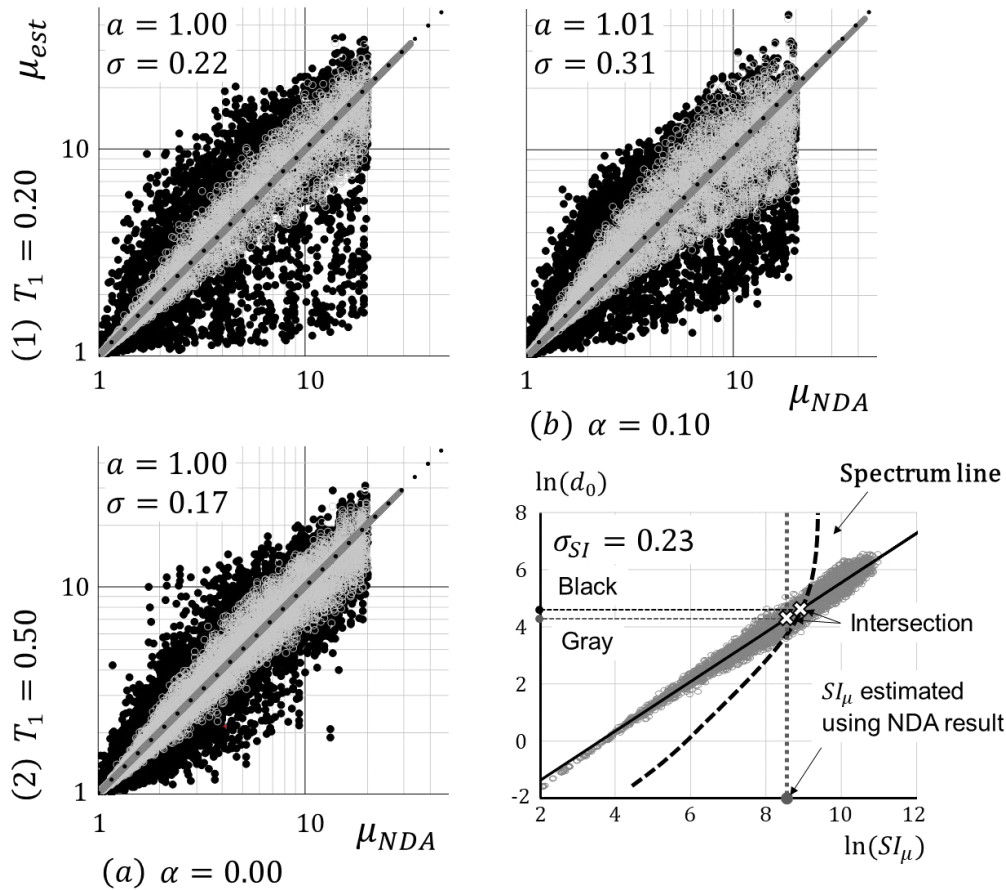


Fig. 4.14 Comparison between μ_{NDA} and μ_{est} estimated by proposed method (Bi-linear)

Fig. 4.15 Standard error of the estimate, σ_{SI} , straight line and 15 spectrum lines (Bi-linear)

Fig. 4.16 μ_{est} based on SI_μ estimating using NDA result (Bi-linear)

上記した二つの σ が大きくなる要因に関する分析結果を Fig. 4.16 にも示す。この図は、Bi-linear 型一質点系 ($T_1 = (1)0.20$, (2)0.50, $\alpha = (a)0.00$, (b)0.10) を対象に、時刻歴応答解析により積分範囲の上限値を評価した SI_μ と $SI_\mu - d_0$ 関係との交点から求めた応答値（グレーの○）を提案手法による結果（黒丸）と併せて示したものである。なお、図中の a および σ はグレーの○で示す応答値により評価したものである。グレーの○で示す結果は、Spectrum line が仮に $\ln(d_0)$ 軸に平行な直線だった場合の結果（Fig. 4.16 中の右下の図）を示すこととなり、 σ と σ_{SI} は評価した座標軸が異なるだけで対応関係にある。なお図中の $\sigma_{SI} = 0.23$ は $T_1 = (2)0.50$, $\alpha = (a)0.00$ の一質点系のものである。またグレーの○で示す結果のばらつきと黒丸で示す結果のばらつきとの差は、Spectrum line の傾き・切片が $SI_\mu - d_0$ 関係の傾き・切片と近くなることで生じる評価誤差を表す。

Fig. 4.17 は、Bi-linear 型一質点系 ($T_1 = 0.20$, $\alpha = 0.00$) を対象に、 μ_{NDA} と (a) エネルギー一定則（図中では ECR と表記、以下同様）、(b) 変位一定則（DCR）、(c) Chopra & Chintanapakdee の手法（ C_R method）、(d) 等価線形化手法（ELT）、(e) 積分範囲を $0.9T_1 \sim 1.2T_1$ とした $SI_{n.p.}$ を用いた北原・伊藤の手法（ $SI_{n.p.}$ ）、(f) 積分範囲を $1.0T_1 \sim 2.8T_1$ とした $SI_{n.p.}$ を用いた北原・伊

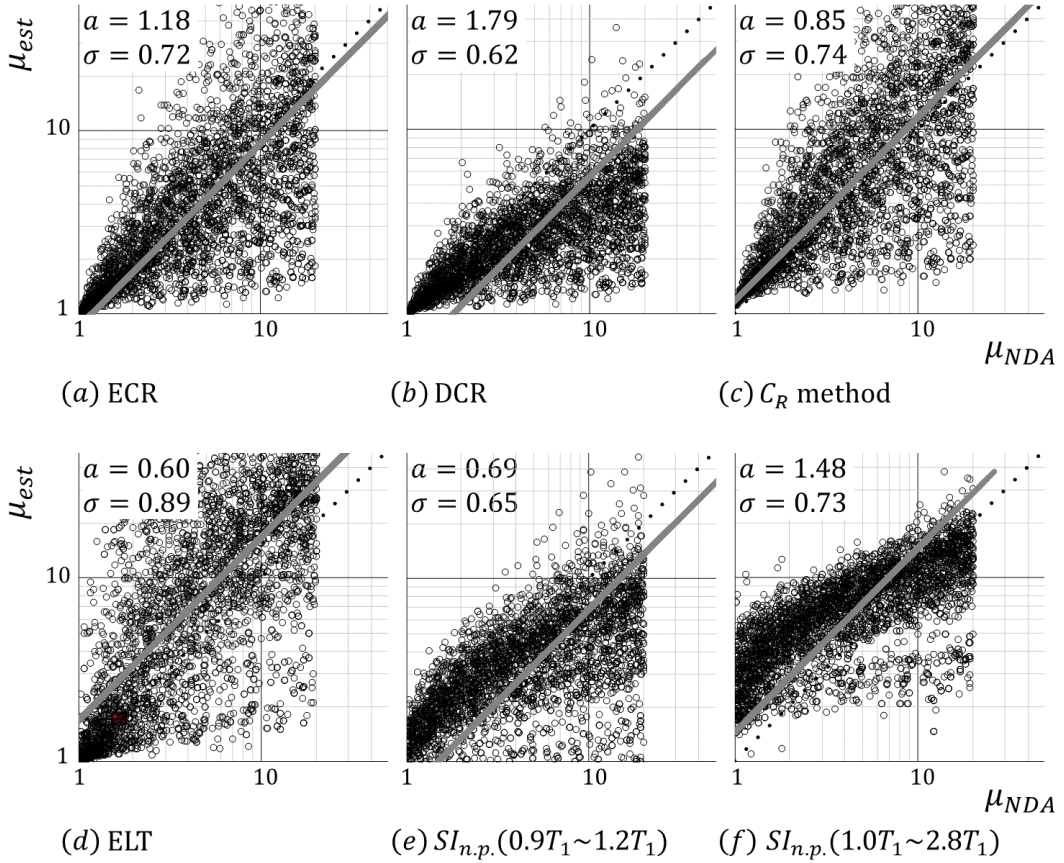


Fig. 4.17 Comparison between μ_{NDA} and μ_{est} estimated by past estimation methods (Bi-linear with $T_1 = 0.20$ and $\alpha = 0.00$)

藤の手法によって評価した最大塑性率 μ_{est} を示したものである。Fig. 4.14(a-1) に示す提案手法の a , σ と比べて、いずれの既往応答評価手法でも a は 1 から遠く σ は大きくなっている。

Fig. 4.18 は、Bi-linear 型一質点系を対象に各応答評価法により評価した a (上段) および σ (下段) のみを示したものであり、Fig. 4.18(a) は $\alpha = 0.0$ と固定し T_1 を変化させた場合の結果、Fig. 4.18(b) は $T_1 = 0.5$ と固定し α を変化させた場合の結果を示す。提案手法の a はすべてのモデルで概ね 1 であるのに対し、六つの既往手法の a は T_1 や α によって大きく変化している。等価線形化手法において、Bi-linear 型では二次勾配の影響を考慮していない等価減衰定数を用いているため、 α が大きい場合でも等価減衰定数が比較的大きく評価され、Fig. 4.18(b) に示すように $\alpha = 0.99$ のとき特に a が大きくなっている。二つの北原・伊藤の手法の a は、Fig. 4.18(a) に示すように短周期領域では $SI_{n.p.}$ の積分範囲を $1.0T_1$ から $2.8T_1$ とした場合 (図中の▲) の方が積分範囲を $0.9T_1$ から $1.2T_1$ とした場合 (図中の△) とした場合より 1 に近いが、 α が大きい場合は Fig. 4.18(b) に示すように、△の a の方が 1 に近い。提案手法の σ は、 T_1 が小さい場合と α が大きい場合で他の手法の σ と同程度となり、それ以外では概ね小さく全体を通して七つの手法の中ではほぼ最小と

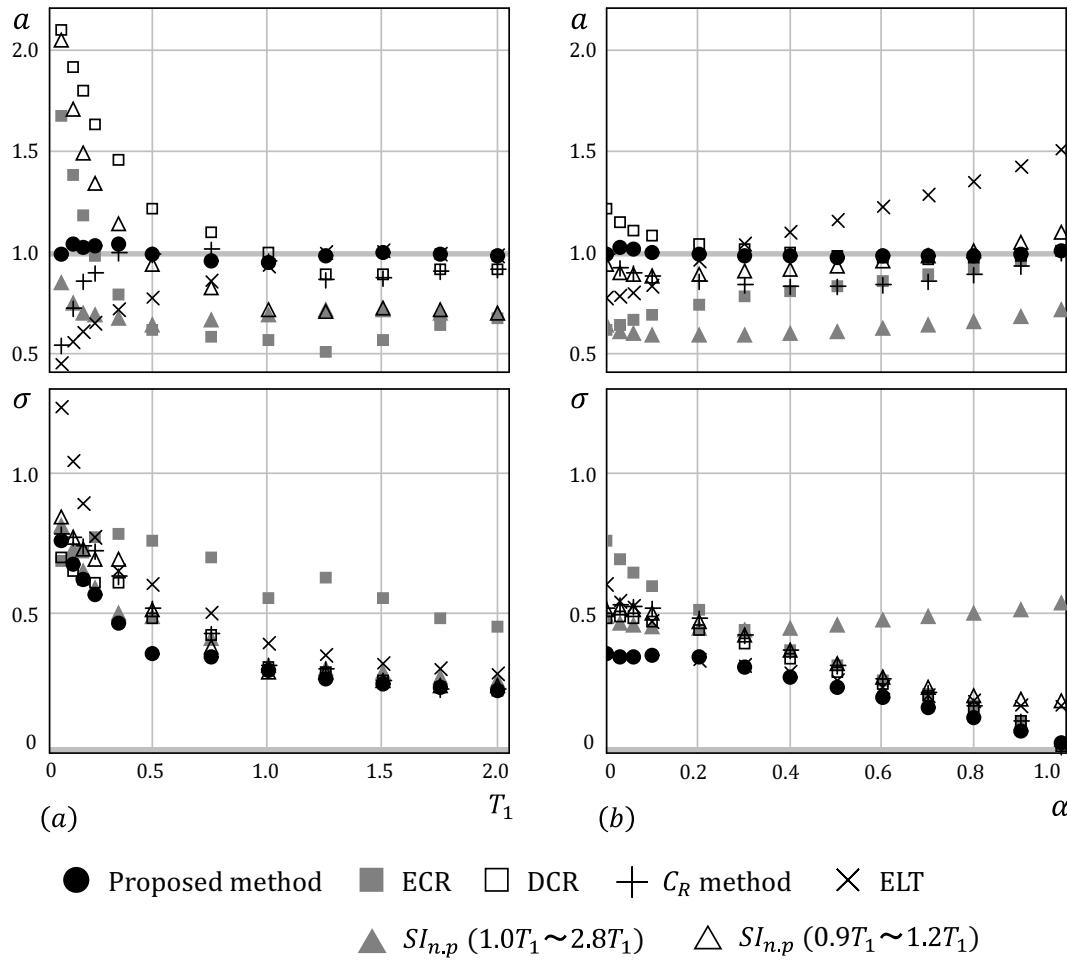


Fig. 4.18 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear, (a) $\alpha = 0.00$, (b) $T_1 = 0.50$)

なっている。

Fig. 4.19 は、 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を表す直線に回帰分析で直接評価したものを用いて $S_{D,1}^I$ を推定した場合の結果（図中の○）を、 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を表す直線を (4.5)～(4.8) 式および Table 4.1 から得られる近似直線とした提案手法の結果（図中の●）と併せて示したものである。 a 、 σ とともにこれらの結果に大差はない。また提案手法による σ が T_1 や α によって変化していることから、応答解析結果に基づき、この σ を (4.9) 式でモデル化する。

$$\hat{\sigma} = c_1 \cdot \ln(T_1) + c_2 \cdot T_1^2 + c_3 \cdot T_1 + c_4 \quad (4.9)$$

ここに、 $\hat{\sigma}$ は近似評価した提案手法による評価のばらつきである。(4.9) 式中の c_p ($p = 1, 2, 3, 4$)

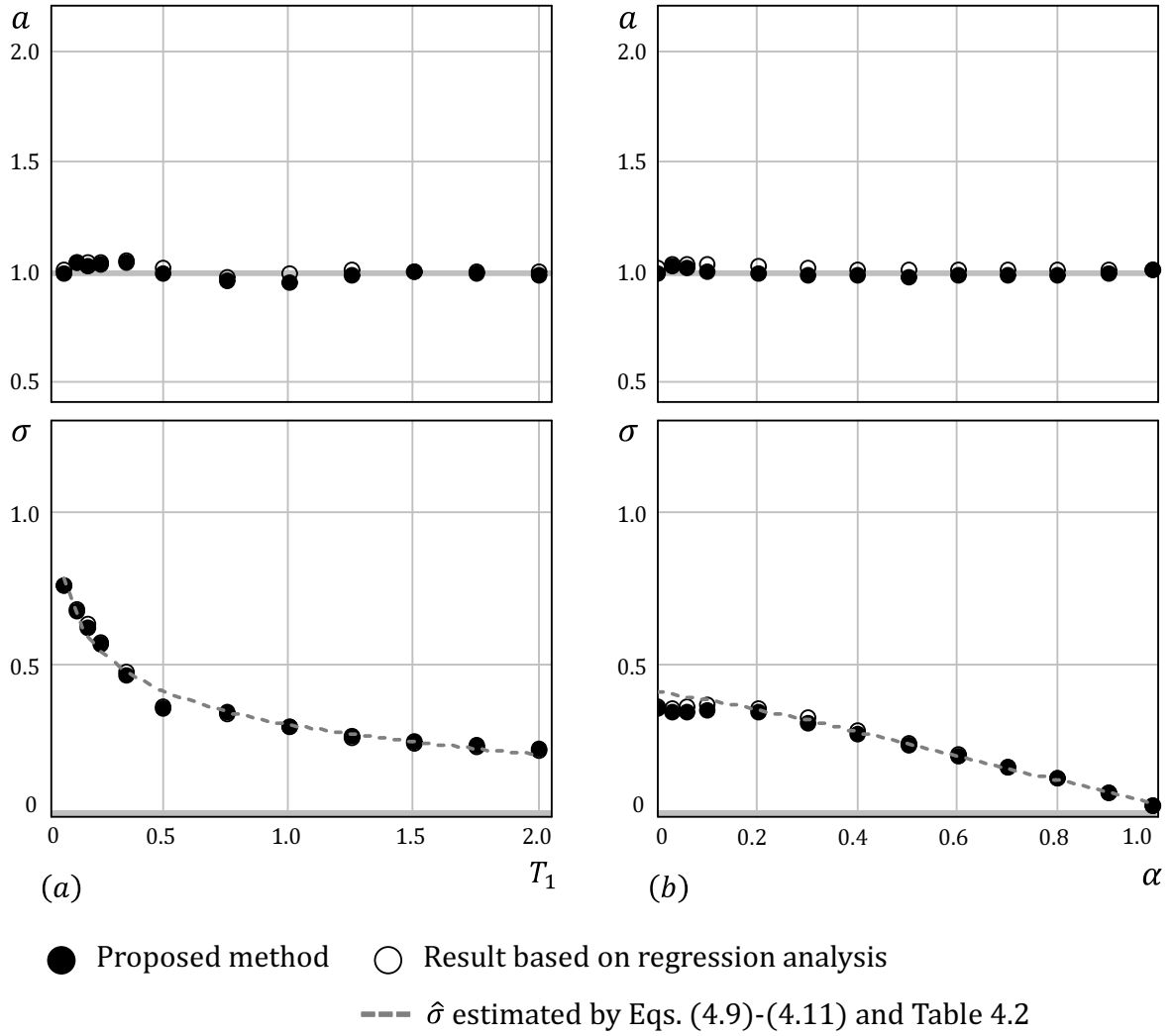


Fig. 4.19 “ a ” and “ σ ” estimated by proposed method based on regression analysis or using approximate line as well as “ $\hat{\sigma}$ ” (Bi-linear, (a) $\alpha = 0.00$, (b) $T_1 = 0.50$)

は Table 4.2 に示す値を次式に代入して評価する。

$$c_p = \begin{cases} \text{[Bi-linear]} \\ B_{p,1} \cdot \alpha^3 + B_{p,2} \cdot \alpha^2 + B_{p,3} \cdot \alpha + B_{p,4} \\ \text{[Bi-linear-slip]} \\ S_{p,1} \cdot \alpha^3 + S_{p,2} \cdot \alpha^2 + S_{p,3} \cdot \alpha + S_{p,4} \\ \text{[Tri-linear]} \\ {}_1T_p \cdot \alpha^3 + {}_2T_p \cdot \alpha^2 + {}_3T_p \cdot \alpha + {}_4T_p \end{cases} \quad (4.10)$$

ここに, (4.10) 式中の ${}_rT_p$ ($r = 1, 2, 3, 4$) は次式で評価する。

$${}_rT_p = {}_rT_{p,1} \cdot \beta^3 + {}_rT_{p,2} \cdot \beta^2 + {}_rT_{p,3} \cdot \beta + {}_rT_{p,4} \quad (4.11)$$

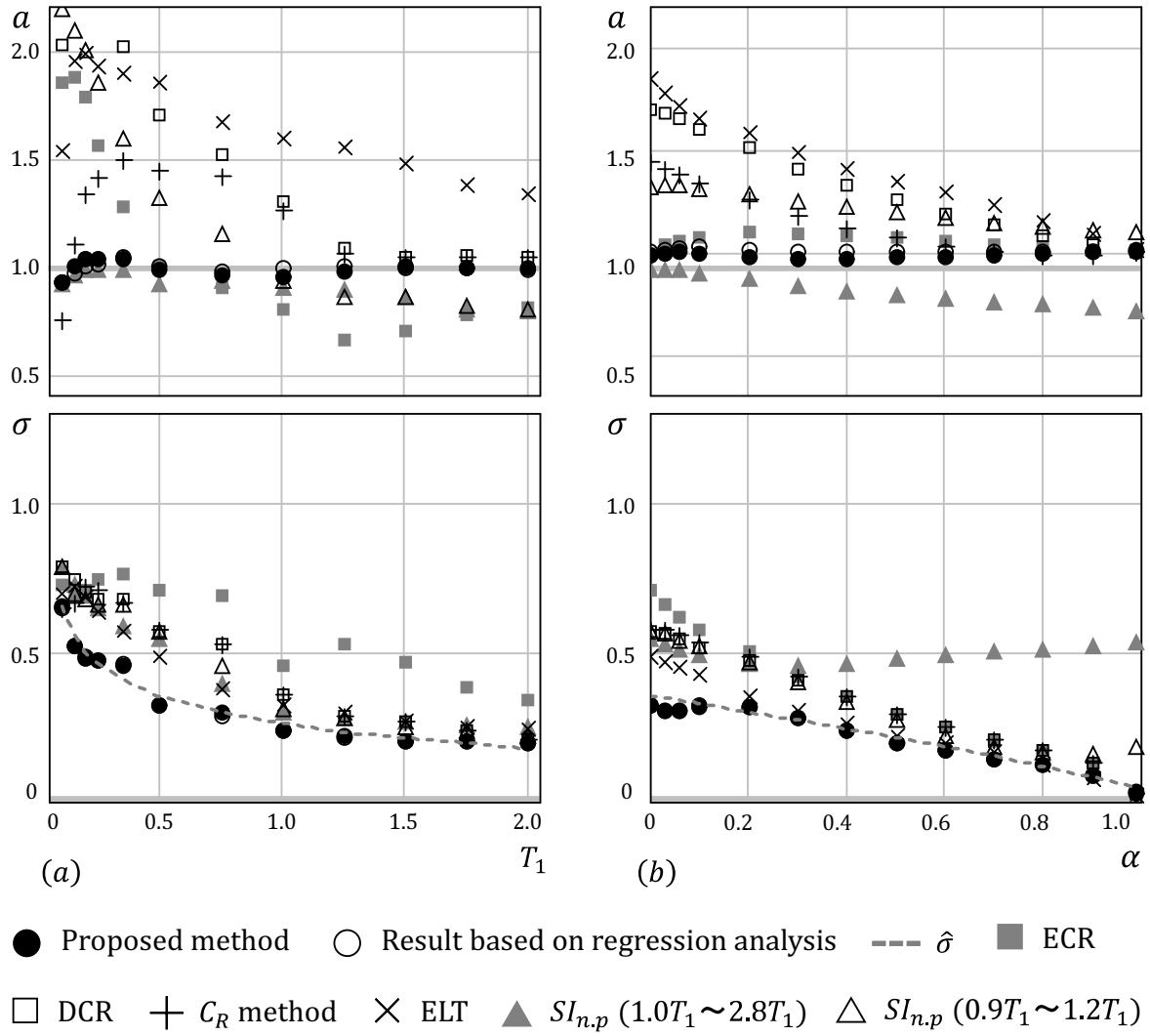
Fig. 4.19 中の破線は (4.9)~(4.11) 式および Table 4.2 により近似評価した提案手法のばらつき $\hat{\sigma}$ を表すものであり, 提案手法の σ は $\hat{\sigma}$ と概ね一致している。

Table 4.2 $B_{p,q}$, $S_{p,q}$ and ${}_rT_{p,q}$ ($q = 1, 2, 3, 4$) in Eqs.(4.10), (4.11)

Dispersion, $\hat{\sigma}$							
p	q	$B_{p,q}$	$S_{p,q}$	${}_1T_{p,q}$	${}_2T_{p,q}$	${}_3T_{p,q}$	${}_4T_{p,q}$
1	1	-0.76	0.06	-0.4	0.47	-0.02	0
	2	1.29	0	0	0	0	0
	3	-0.42	0.04	-0.21	0.49	-0.18	0
	4	-0.125	-0.11	-0.59	1.05	-0.49	-0.123
2	1	-0.21	0.05	-0.14	0.29	-0.07	0
	2	0.47	0	0	0	0	0
	3	-0.275	-0.06	-0.06	0.12	-0.13	0
	4	0.02	0.015	-0.1	0.23	-0.15	0.022
3	1	0	-0.1	-0.06	-0.13	0.07	0
	2	-0.27	0	0	0	0	0
	3	0	-0.12	0.14	-0.38	0.06	0
	4	0.28	0.25	0.24	-0.3	0.09	0.28

Fig. 4.20 は Fig. 4.18 や Fig. 4.19 と同様の形式で Bi-linear-slip 型一質点系の応答解析結果を示したものである。提案手法については a , σ 共に Bi-linear 型の結果と概ね同様な傾向を示し, $T_1 = 0.20$, $\alpha = 0.00$ の場合の σ は 0.487 になった。エネルギー一定則の a は, $T_1 < 1.0$ のとき変位一定則の a より 1 に近く, 等価線形化手法については, Bi-linear 型とは異なり α が大きくなるにつれ履歴減衰を小さく評価する等価減衰定数評価式を用いているため $\alpha = 0.99$ のとき a は 1 に近づいている (Fig. 4.20(b))。また二つの北原・伊藤の手法の結果はともに, Bi-linear 型一質点系を対象としたときの結果と大差ない。

Fig. 4.21~Fig. 4.24 に Tri-linear 型一質点系の応答解析結果を示す。Fig. 4.21 は $\alpha = 0.03$, (a) $\beta = 0.00$, (b) $\beta = 0.90$ と固定し T_1 を変化させた場合の結果を示したものであり, いずれの手法でも (a) と (b) に示す結果に大差はない。提案手法, エネルギー一定則, 変位一定則および北原・伊藤の手法の結果は, Bi-linear 型の結果と概ね同様の傾向を示している一方, 等価線形化手法では用いている等価減衰定数が異なるため, a と σ の示す傾向は変化している。また Chopra & Chintanapakdee の手法による結果はすべての復元力特性で異なる傾向を示している。Fig. 4.22 は $\alpha = 0.03$ ではなく $\alpha = 0.90$ とした場合の結果を示したものであり, Fig. 4.22(b) に示すように履歴吸収エネルギー量が比較的少ない一質点系モデルでは, いずれの手法でも a は概ね 1 に, σ は 0 に近づいている。Fig. 4.23 は (a) $\beta = 0.00$, (b) $\beta = 0.90$ と固定し α を変化させた場合の結果

Fig. 4.20 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear-slip, (a) $\alpha = 0.00$, (b) $T_1 = 0.50$)

を, Fig. 4.24 は (a) $\alpha = 0.03$, (b) $\alpha = 0.90$ と固定し β を変化させた場合の結果を示したものであり, いずれも $T_1 = 0.50$ としている。Fig. 4.23(a) および Fig. 4.24(a) に示すように, α , β のいずれかが 0 もしくは 0 に近い場合は, 残りの一方の値に関わらずすべての手法で a および σ が概ね同一の値となっている。

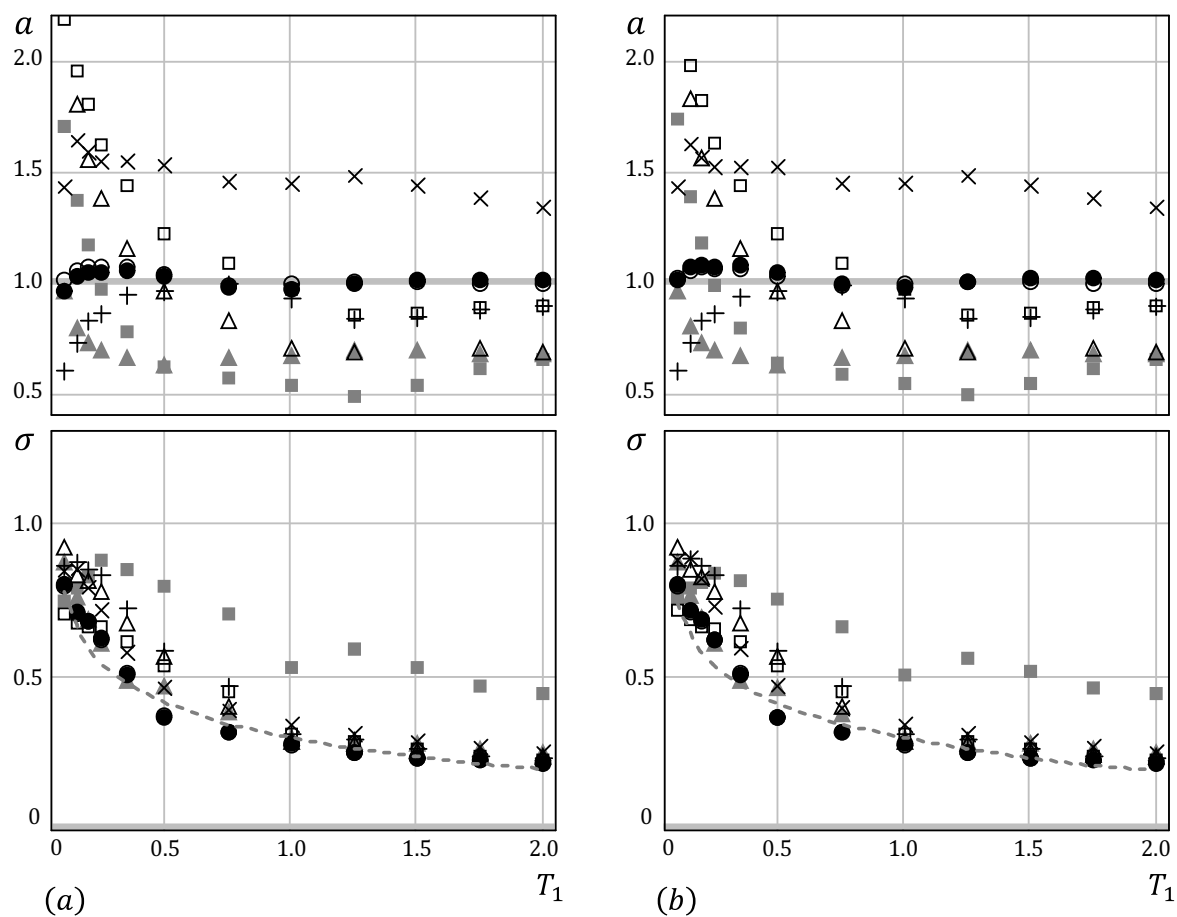
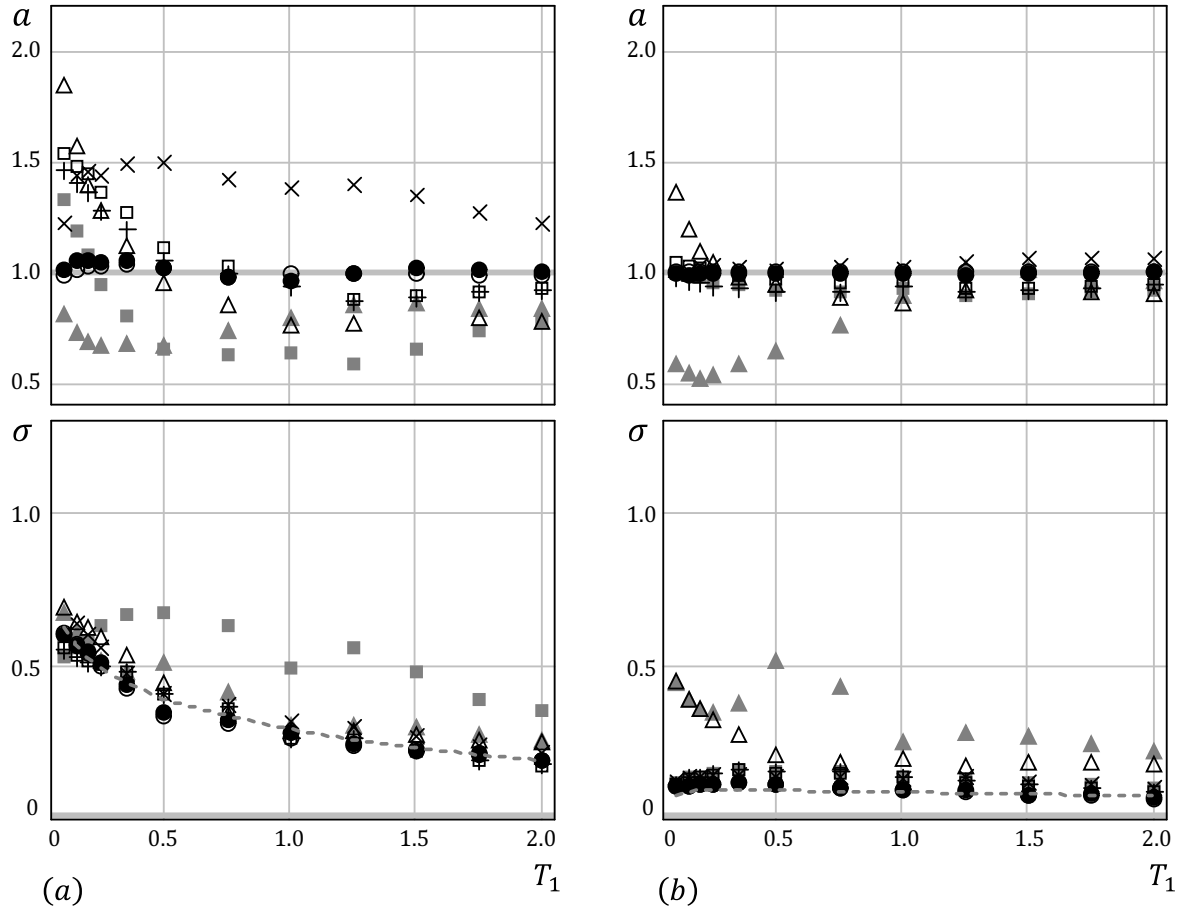
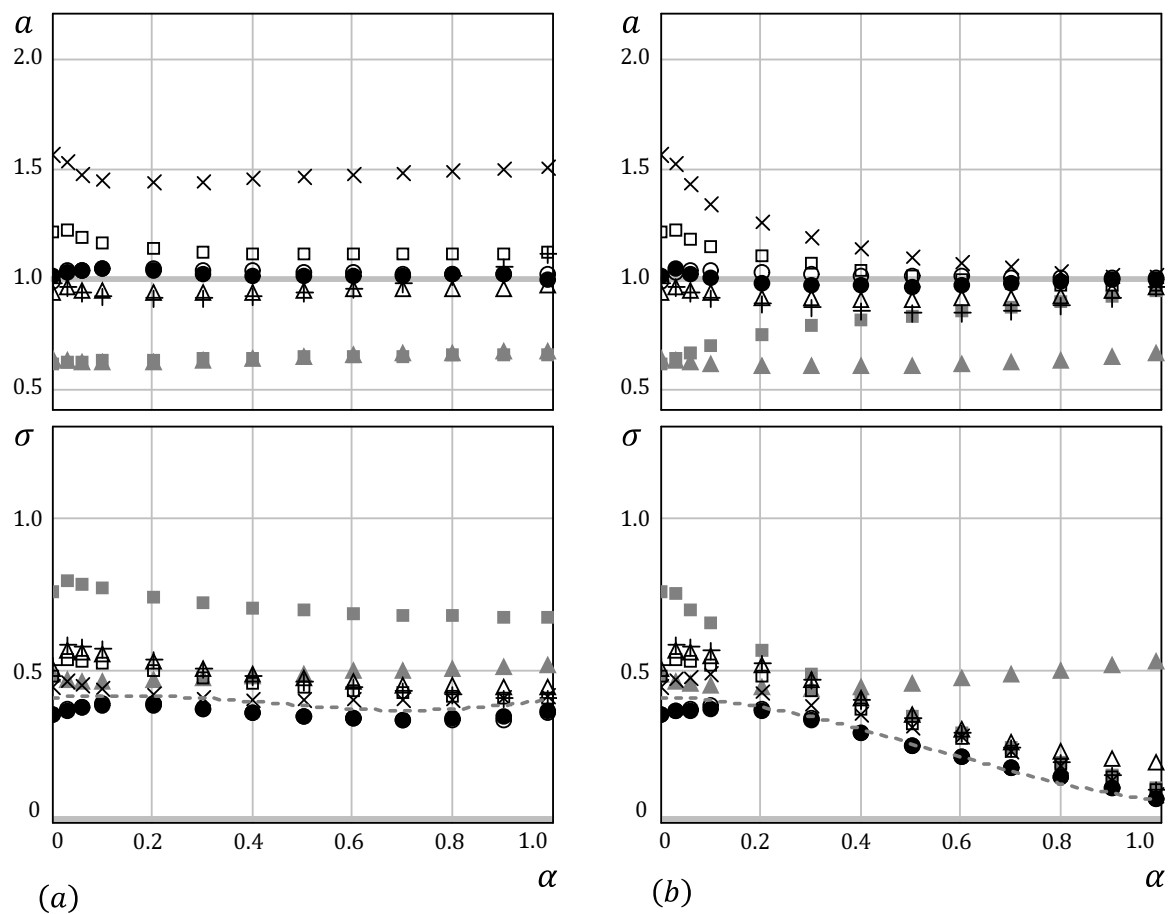


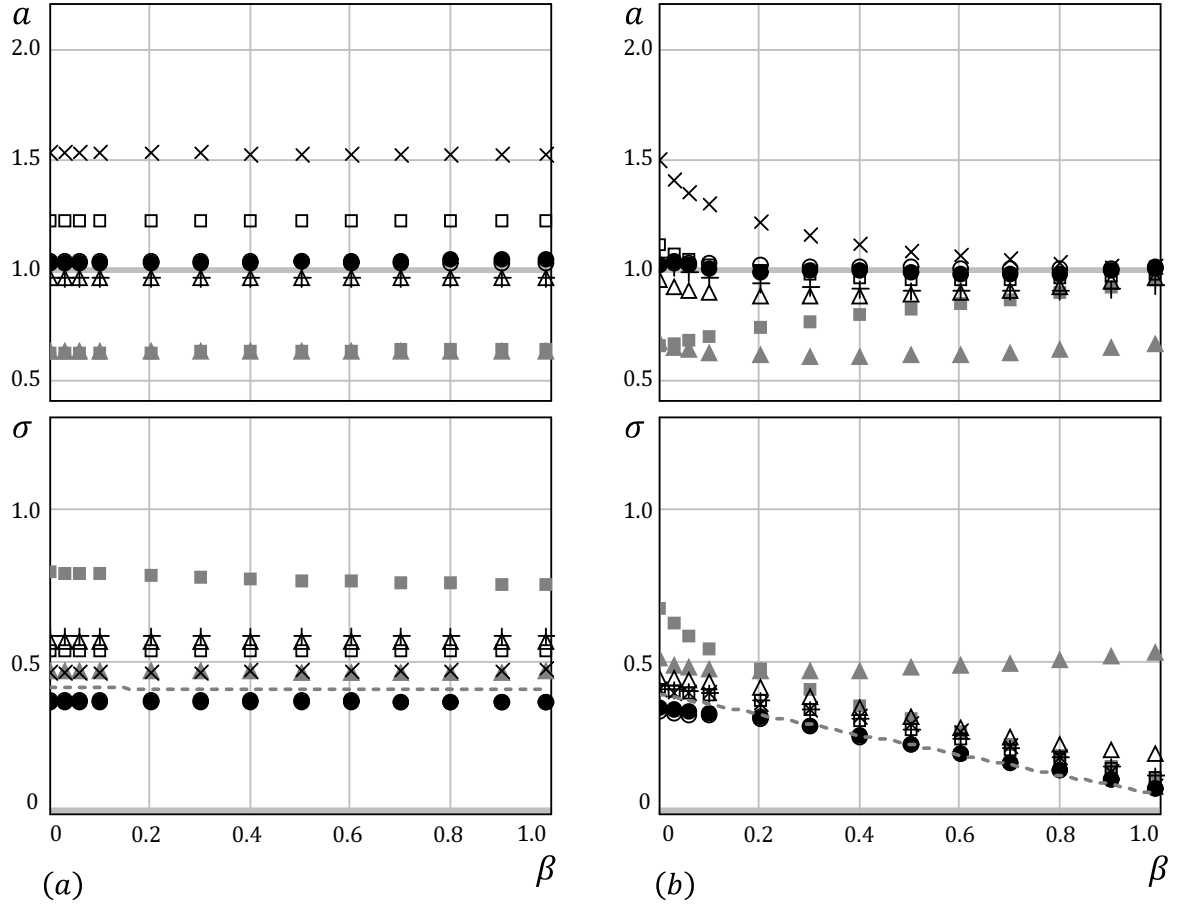
Fig. 4.21 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, (a) $\beta = 0.00$, (b) $\beta = 0.90$)

Fig. 4.22 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, (a) $\beta = 0.00$, (b) $\beta = 0.90$)



● Proposed method ○ Result based on regression analysis --- $\hat{\sigma}$ ■ ECR
 □ DCR + C_R method × ELT ▲ $SI_{n,p} (1.0T_1 \sim 2.8T_1)$ △ $SI_{n,p} (0.9T_1 \sim 1.2T_1)$

Fig. 4.23 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $T_1 = 0.50$, (a) $\beta = 0.00$, (b) $\beta = 0.90$)

Fig. 4.24 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $T_1 = 0.50$, (a) $\alpha = 0.03$, (b) $\alpha = 0.90$)

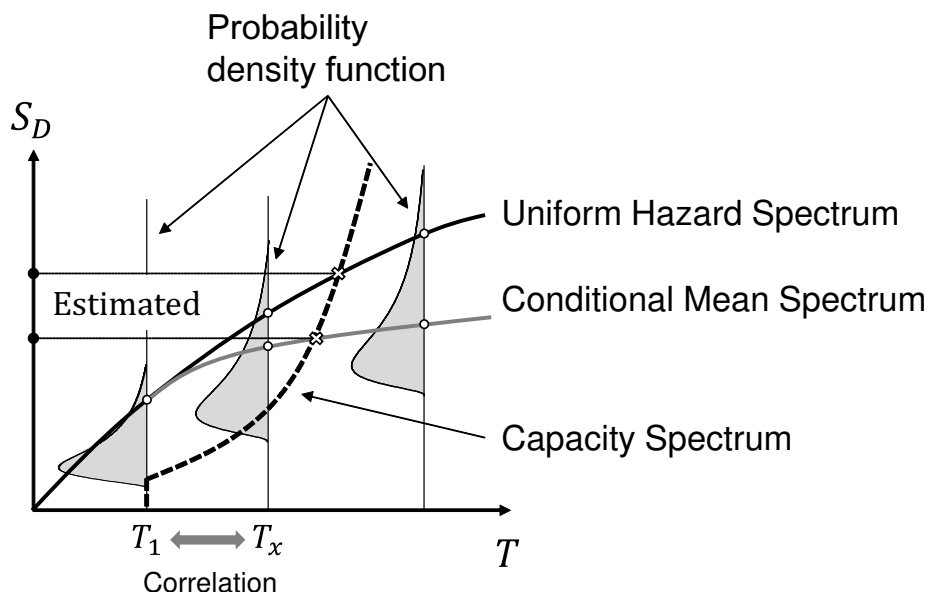
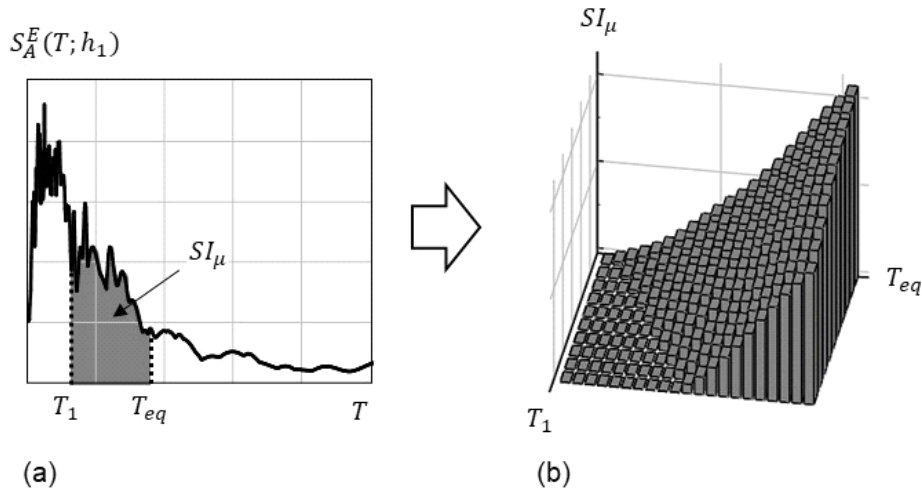


Fig. 4.25 Schematic presentation of capacity spectrum method using uniform hazard spectrum and conditional mean spectrum

4.6 弾塑性一質点の最大応答の確率分布の評価に関する考察

4.2～4.5節では、 SI_{μ} と $S_{D,1}^I$ の一般的な関係を弾塑性一質点系の時刻歴応答解析結果に基づいて明らかにした上で、この関係に基づく $S_{D,1}^I$ 評価法を提案するとともにその評価精度を検討した。本節では、本提案手法と固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報とを組み合わせることで供用期間中における $S_{D,1}^I$ の最大値の確率分布を評価する手法に関する考察について述べる。

地震動強さ指標を固有周期依存型スペクトル強さではなく、弾性スペクトル応答とした確率論的地震ハザードの評価に関する研究はこれまでもいくつか行われている^{90),91)}。この情報と等価線形化手法(2.4.5項)とを組み合わせることで $S_{D,1}^I$ の確率分布を評価する際には、設計地点における地震ハザードや地震動特性の不確定性を考慮して無数の応答スペクトルのサンプルを評価した上で、このサンプルに対応するDSとCSとの交点を求める必要がある。しかしながら、二つの弾性スペクトル応答間には相関がある⁹²⁾とされており、このことを考慮して応答スペクトルのサンプルを作成するには確率・統計論の知識を要し煩雑である。そこでこれを回避する実用的な設計用応答スペクトルの候補として、一様ハザードスペクトル(Uniform Hazard Spectrum, UHS)や、米国で実用化の検討が進んでいる条件付平均応答スペクトル(Conditional Mean Spectrum, CMS)⁹³⁾が提案されている(Fig. 4.25)。UHSは、ある超過確率に対応するスペクトル応答を固有周期毎につないだスペクトルであり、このことは二つの弾性スペクトル応答間の相関を完全相関と暗

Fig. 4.26 SI_μ considered both T_1 and T_{eq} as variables

に仮定していることを表す。このため、弾性応答スペクトルの確率論的地震ハザード情報から比較的容易にスペクトルを作成することができ一方、UHSをDSとして応答を評価すると精解よりもばらつきが大きく、過大評価する傾向がある⁹⁴⁾。CMSは、構造物の供用期間中に、対象とした固有周期 T_1 のスペクトル応答がある超過確率に対応する値をとるという条件のもとで、その他の固有周期においてスペクトル応答の平均値をむすんだものである。すなわちCMSは、対象とした固有周期 T_1 とその他の固有周期との相関を考慮することで、 T_1 の近傍では同じ超過確率に対応するUHSと同程度のスペクトル応答値となり、 T_1 から十分離れた固有周期ではそのスペクトル応答の確率分布の平均値に近くなる。CMSには比較的容易にスペクトル応答間の相関を考慮することができるという利点がある一方、CMSによる応答評価は、精解値に対して超過確率の小さい範囲で過小評価となり危険側の評価となる傾向を示すことが指摘されている⁹⁴⁾。

一方、本章で提案した地震動強さ指標である SI_μ は、弾性加速度応答スペクトルの T_1 から T_{eq} までの積分値であり（Fig. 4.26(a)）、 $T_1 < T_{eq}$ という条件のもと T_1 と T_{eq} を順次変化させることで SI_μ をFig. 4.26(b)のような三次元情報として表現することもできる。このことを踏まえ、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報は、上記の方法と同様に設計地点毎に無数の応答スペクトルのサンプルを評価した上で、その各々に対してFig. 4.26(b)の形式で SI_μ を表現し、各 T_1 、 T_{eq} の組み合わせに対する SI_μ を確率変数とすることで与えられ得る。この確率論的地震ハザード情報を用いれば、Fig. 4.27(a)に示すように、ある T_1 に対して各 T_{eq} における SI_μ の確率分布が与えられる。また T_{eq} （(4.2)式）は d_0 （(4.3)式）と一対一の関係にあるため、 SI_μ の確率分布はFig. 4.27(b)に示すように、 $\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 軸上にも描くことができる。これらの確率分布から二つの d_0 、すなわち二つの固有周期間の相関を考慮しつつ無数

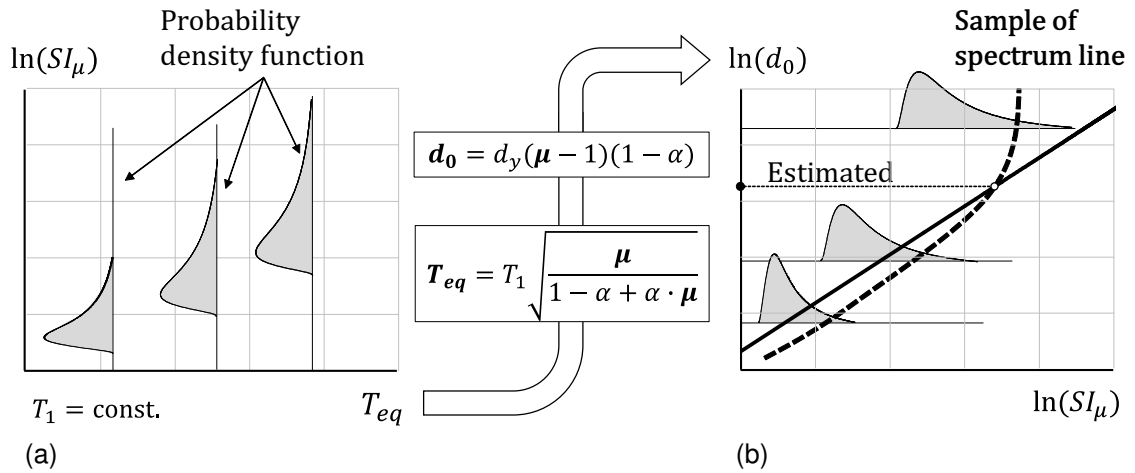


Fig. 4.27 Schematic presentation of estimation method for exceedance probability of the maximum response of inelastic oscillator

の Spectrum line のサンプルを作成し、これと $SI_\mu - d_0$ 関係を表す直線との交点を求めることで $S_{D,1}^I$ の確率分布を推定することはでき得るが上記したように煩雑である。 SI_μ は Fig. 4.26(b) に示すように T_1 が与えられたときに、 T_{eq} に対して単調増加するため、二つの T_{eq} 間の SI_μ の相関は二つの弾性スペクトル応答間の相関⁹²⁾より高くなる。仮にこれを完全相関とみなすことができたとすれば、ある超過確率に対応する応答を、単にその超過確率に対応した SI_μ を各 d_0 で結ぶことで得られる Spectrum line と $SI_\mu - d_0$ 関係との交点として推定することができ得る。

4.7 まとめ

本章では、構造物の最大変位応答を用いた実用的な限界状態設計法の構築を念頭に、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報が整備されるという想定のもと⁴⁰⁾、Bi-linear 型、Bi-linear-slip 型および Tri-linear 型の三つの復元力特性を対象とした弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ 評価法を提案すると共に、その評価精度を検討した。本研究で得られた結論を以下に示す。

- 積分範囲を弾性固有周期 T_1 から一質点系の時刻歴応答解析結果に基づき評価した T_{eq} ((4.2) 式) までとしたスペクトル強さ SI_μ ((4.1) 式) と一質点系の最大塑性率が μ のときに描く 1 サイクルあたりの復元力特性の面積に関係し得る変位応答 d_0 ((4.3) 式) とに $1 < \mu < 20$ の範囲においていずれの復元力特性でも両対数軸グラフ上で線形関係が見られたことから、これを一次関数でモデル化することができ得る。
- ある特定の地震動に対する $S_{D,1}^I$ は、(4.5)～(4.8) 式および Table 4.1 により評価した SI_μ

と d_0 との関係と, T_{eq} を T_1 から漸増させることで描かれるその地震動の SI_μ と d_0 との関係の最初の交点から精度良く推定し得る。

- エネルギー一定則, 変位一定則, Chopra & Chintanapakdee の手法, 等価線形化手法および北原・伊藤の手法による評価の偏り a は T_1 や二次勾配 α (Tri-linear 型の場合は三次勾配 $\alpha\beta$ も) によって大きく変化しているのに対し, 提案手法の a はすべてのモデルで 1 に近い。また提案手法による評価のばらつき σ は, T_1 が小さい場合と α が大きい, もしくは $\alpha, \alpha\beta$ が共に大きい場合で他の手法の σ と同程度となり, それ以外では概ね小さく全体を通して 7 つの手法の中ではほぼ最小となっている。加えて提案手法の σ を (4.9)~(4.11) 式および Table 4.2 から比較的精度良く評価することができる。

なお, 今後の課題には以下の三点が主に挙げられる。

- d_0 が履歴吸収エネルギーに関係し得ることに着目しつつ, 提案手法において復元力特性を一般化する。
- 固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報を整備する。
- 本提案手法と確率論的地震ハザード情報とを組み合わせた弾塑性一質点系の最大変位応答の確率分布評価法を提案する。

第5章 終局限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法

5.1 はじめに

森・中尾は、2.5.5 項に示すように、構造物の応答が弾性範囲にとどまる使用限界状態を対象に、SRSS により求めた各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなした荷重・耐力係数設計式に準ずる設計条件式を導き、その荷重・耐力係数の略算法を示している⁴¹⁾。森・中尾の手法を拡張して構造物の応答評価法に SRSS ではなく限界耐力計算や IMP, MPA を用いることで実用的な終局限界状態設計法の枠組みを示すことが可能となり得るが、その設計条件式には、降伏後に塑性ヒンジの形成に従って逐次変形する一次振動モード形 $\phi_{1,i}^I$ を用いた一次モード応答あるいはその二乗（MPA を用いる場合は高次モード応答も）の確率分布が必要となるため、これの実用的な評価方法の検討が重要となる。

本章では、いくつかある応答評価法の中でも特に IMP を対象に、これを荷重・耐力係数設計式に順ずる設計条件式に展開した後、その設計条件式で用いる $\phi_{1,i}^I$ を用いた一次モード応答あるいはその二乗を移動対数正規変数に近似する手法を提案すると共に、その評価精度をモンテカルロ法を用いて検討する。一次モード応答の確率分布を 3 点の超過確率で移動対数正規確率分布と等価とすることで、対数正規近似（2.5.4 項中の Fig. 2.18）など 2 点で等価とする場合と比べより煩雑な確率分布も精度良く近似できる一方、荷重係数は対数正規変数の場合と同様に容易に評価することができる⁹⁵⁾。

5.2 IMP の荷重・耐力係数設計式への展開

IMP で提案されている多層骨組の第 i 層の最大層間変形角 θ_i の評価式（(2.25) 式）を再掲する。

$$\theta_i = \sqrt{\left(PF_{1,i}^I \cdot S_{D,1}^I\right)^2 + \sum_{j=2}^n \left(PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j)\right)^2} \quad (5.1)$$

最大層間変形角に基づく限界状態設計法では、設計条件式は次式で表される。

$$P[\theta_R < \theta_i] \leq \Phi(-\beta_T) \quad (5.2)$$

ここに、 θ_R は定数あるいは確率変数として表される許容層間変形角、 β_T は目標信頼性指標、 $\Phi(\cdot)$ は標準正規確率分布関数である。

(5.1) 式の右辺に IMP の評価誤差を考慮するための確率変数 ε_S を乗じ、これを (5.2) 式に代入することにより次式が得られる。

$$P \left[\left(\frac{\theta_R}{\varepsilon_S} \right)^2 < (PF_{1,i}^I \cdot S_{D,1}^I)^2 + \sum_{j=2}^n (PF_{j,i}^E \cdot S_D^E(T_j; h_j))^2 \right] \leq \Phi(-\beta_T) \quad (5.3)$$

(5.3) 式中の $(\theta_R/\varepsilon_S)^2$ を R 、 $(PF_{j,i}^\bullet \cdot S_{D,j}^\bullet)^2$ (\bullet は I または E を表す。) を S_j とすると次式のよう一般的な荷重組み合わせの下での設計条件式が得られる。

$$P \left[R < \sum_{j=1}^n S_j \right] \leq \Phi(-\beta_T) \quad (5.4)$$

耐力係数 ϕ および荷重係数 γ_j を用いることで、(5.4) 式は次式の簡便な設計条件式となる。

$$\phi \cdot \mu_R \geq \sum_{j=1}^n \gamma_j \cdot \mu S_j \quad (5.5)$$

ここに、 μ_X は X の平均値である。 ϕ および γ_j はそれぞれ (2.142)、(2.143) 式で表される。

5.3 IMP の弾塑性一次モード応答の確率分布の評価法

4.6 節に示したように、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報が整備される際には、弾性スペクトル応答の確率分布として表現される確率論的地震ハザード情報も得られ、このスペクトル応答の確率分布と弾性振動モード形を用いることで (5.1) 式中の弾性高次モード応答の確率分布は容易に評価することができる。一方で、同式中の弾塑性一次モード応答の確率分布を評価するためには、 $S_{D,1}^I$ によって $\phi_{1,i}^I$ が変化することを考慮する必要がある。一例として、Fig. 5.1(a) に横軸を高さ方向として 12 層 6 スパン平面鋼構造骨組 (12F model, 3.7.1 項) の i 層の弾性一次振動モード形 $\phi_{1,i}^E$ を、(b) に、震度逆三角形分布を外力分布とした Pushover 解析により評価した $\phi_{1,i}^I$ と最大塑性率 $S_{D,1}^I/d_y$ との関係を示す。これらの図中の網掛け部は弾性振動モード形を表し、Fig. 5.1(b) 中の実線は 1～4 層、破線は 5～8 層、一点鎖線は 9～12 層の $\phi_{1,i}^I$ を示す。また Fig. 5.2 には、 $\phi_{1,i}^I$ を用い算出した層間変形角の弾塑性一次モード応答 $PF_{1,i}^I \cdot S_{D,1}^I$ と $S_{D,1}^I/d_y$ との関係を示す。さらにこれらの図と同様にして、(a) 3F model, (b) 6F model, (c) 12F piloti model および (d) 12F up model の四つの骨組モデルについて、 $\phi_{1,i}^I$ と $S_{D,1}^I/d_y$ との関係を Fig. 5.3 に、 $PF_{1,i}^I \cdot S_{D,1}^I$ と $S_{D,1}^I/d_y$ との関係を Fig. 5.4 に示す。これらの図に示すように、 $S_{D,1}^I$ によって $\phi_{1,i}^I$ は複雑に変化し弾塑性一次モード応答の確率分布の形状が複雑になり得る。これを踏まえ、

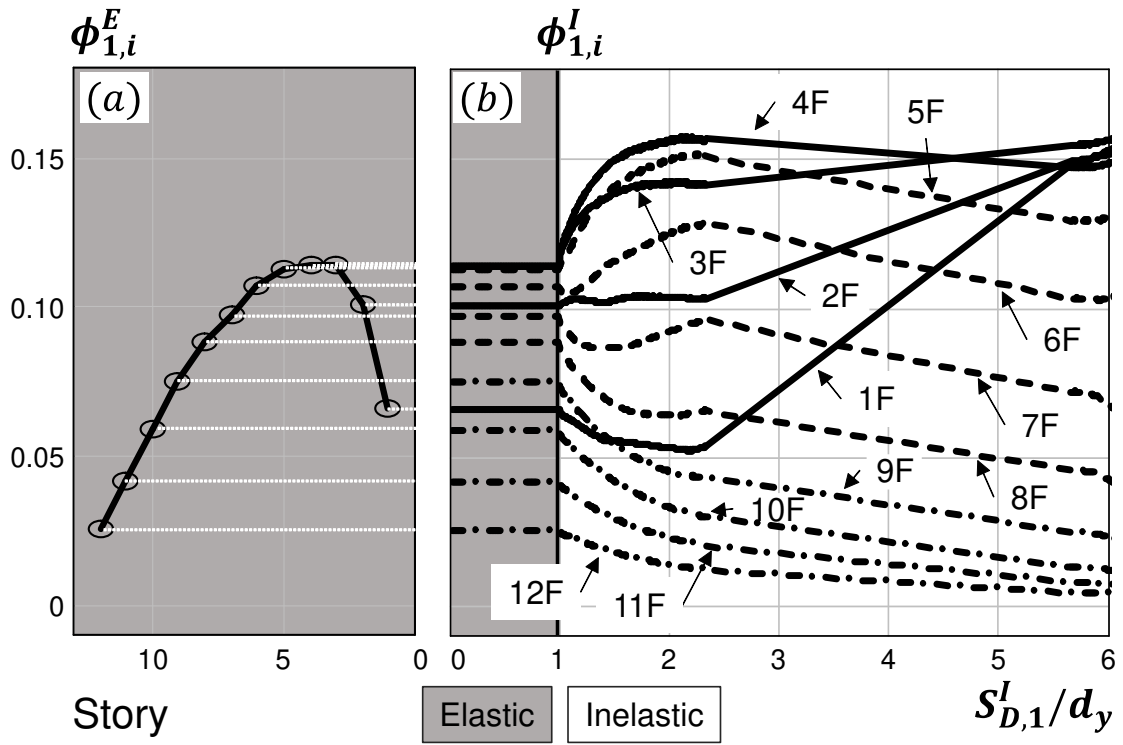


Fig. 5.1 (a) Elastic first-mode vector $\phi_{1,i}^E$, (b) Relationship between $\phi_{1,i}^I$ and $S_{D,1}^I/d_y$

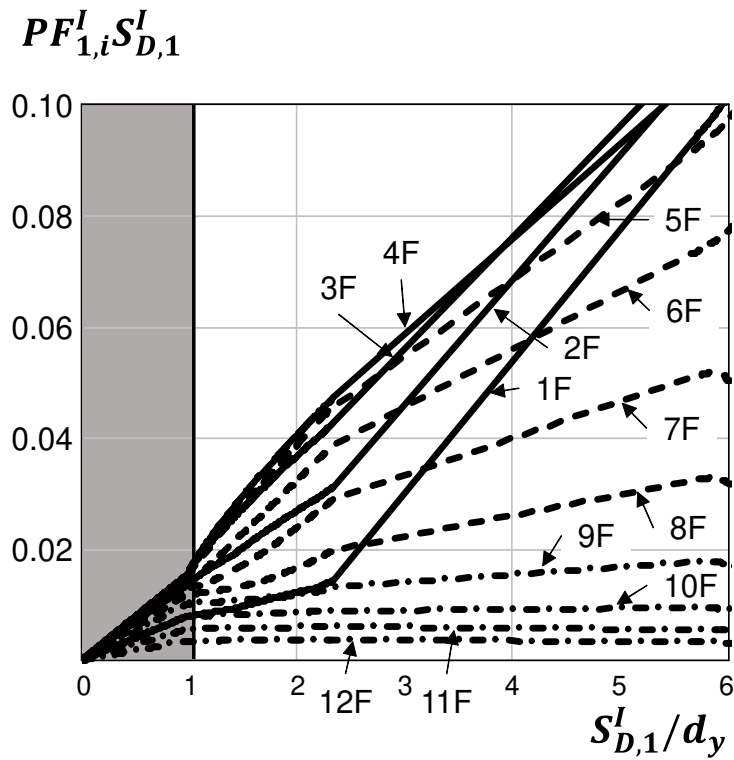


Fig. 5.2 Relationship between first-mode inelastic response and $S_{D,1}^I/d_y$

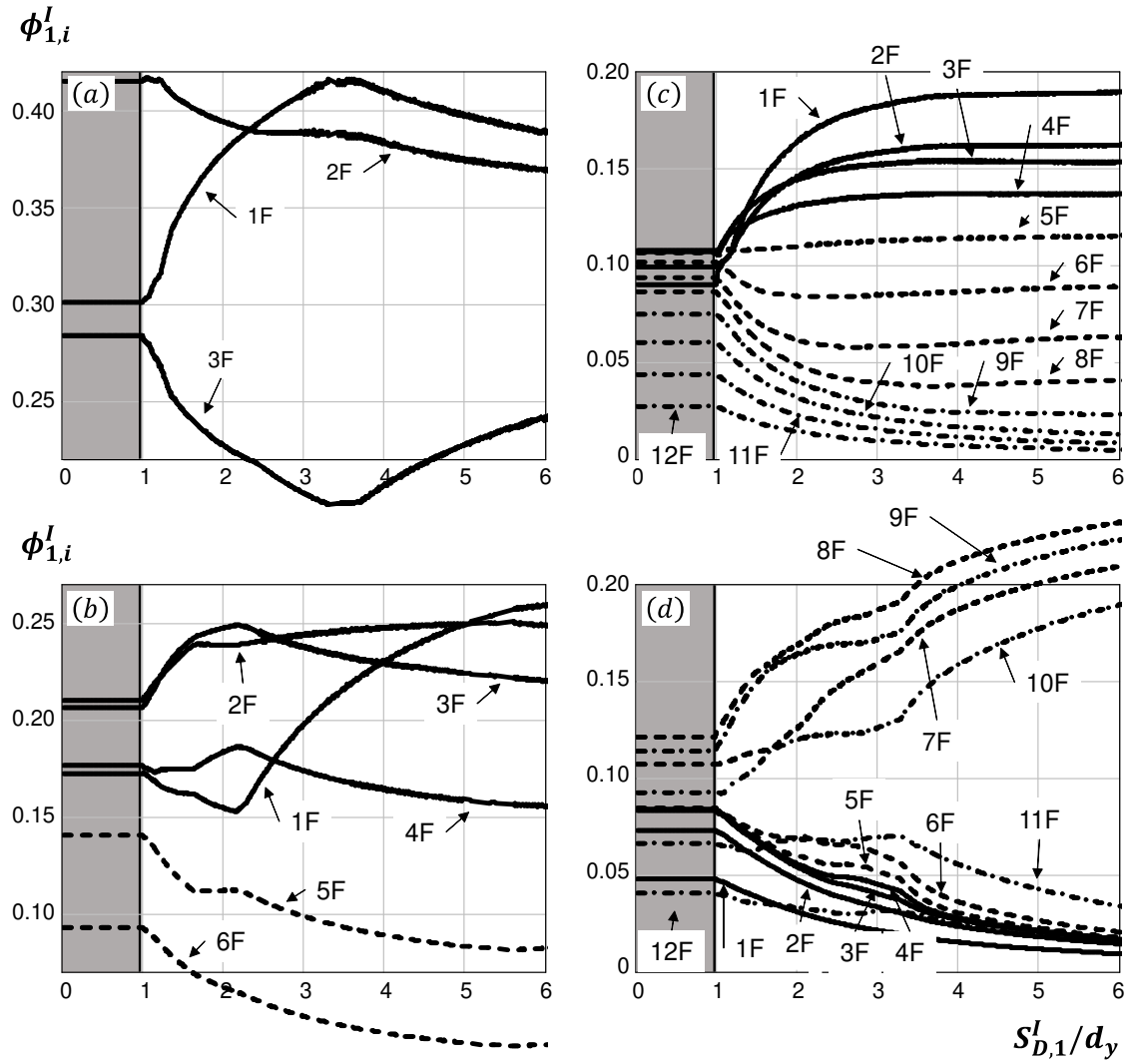


Fig. 5.3 Relationship between $\phi_{1,i}^I$ and $S_{D,1}^I/d_y$ of (a) 3F model, (b) 6F model, (c) 12F piloti model, (d) 12F half model

本章では i 層の弾塑性一次モード応答 \hat{X}_i , あるいは (5.3) 式への適応を念頭にその二乗 \hat{X}_i^2 を移動対数正規変数 X に近似する手法を提案する。

5.3.1 移動対数正規近似の一般式

移動対数正規変数 X の確率分布関数 $F_X(x)$ は次式で定義される。

$$F_X(x) = \Phi \left(\frac{\ln(x - x_0) - \mu_{\ln Y}}{\sigma_{\ln Y}} \right) \quad (5.6)$$

ここに, $\mu_{\ln Y}$ および $\sigma_{\ln Y}$ は $X - x_0$ として定義される対数正規変数 Y の対数平均値および対数標準偏差である。

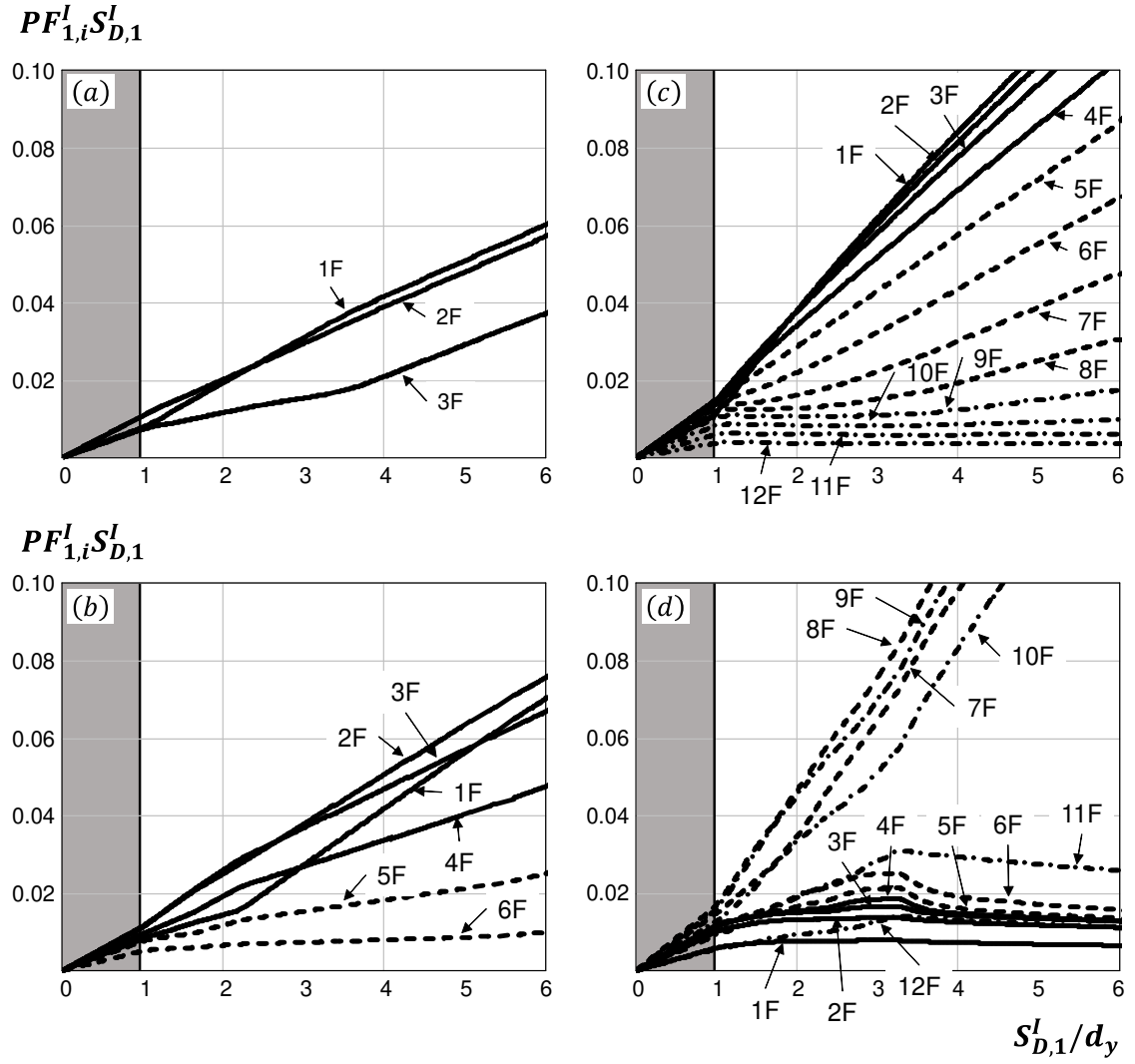


Fig. 5.4 Relationship between first-mode inelastic response and $S_{D,1}^I/d_y$ of (a) 3F model, (b) 6F model, (c) 12F piloti model, (d) 12F half model

ある確率変数 \tilde{X} を移動対数正規変数 X に近似する場合には、(5.6) 式中の $\mu_{\ln Y}$ 、 $\sigma_{\ln Y}$ および x_0 は以下のようにして得ることができる。

\tilde{X} と X が超過確率 p_k ($k = 1, 2, 3$, $p_1 > p_2 > p_3$) で等価とすると、次式に示す関係が得られる。

$$F_{\tilde{X}}(x_k) = F_X(x_k) = 1 - p_k \quad (5.7)$$

ここに、 $F_{\tilde{X}}(x)$ は \tilde{X} の確率分布関数である。

ここで、標準正規確率分布関数 $\Phi(\cdot)$ を介して p_k と a_k とを次式で関係づける。

$$1 - p_k = \Phi(a_k) \quad (5.8)$$

(5.7) 式に (5.6) 式および (5.8) 式を代入すると次式が得られる。

$$\ln(x_k - x_0) - \mu_{\ln Y} = a_k \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (k = 1, 2, 3) \quad (5.9)$$

(5.9) 式の非線形連立方程式は一般に解析的に解くことはできないが, a_k を

$$a_1 = a, \quad a_2 = a + b, \quad a_3 = a + 2b \quad (5.10)$$

とした場合には, x_0 , $\sigma_{\ln Y}$ および $\mu_{\ln Y}$ を以下のようにして解析的に求めることができる。(5.9)

式に (5.10) 式を代入することで (5.11)~(5.13) 式が得られる。

$$\begin{cases} \ln(x_1 - x_0) - \mu_{\ln Y} = a \cdot \sigma_{\ln Y} \\ \ln(x_2 - x_0) - \mu_{\ln Y} = (a + b) \cdot \sigma_{\ln Y} \\ \ln(x_3 - x_0) - \mu_{\ln Y} = (a + 2b) \cdot \sigma_{\ln Y} \end{cases} \quad (5.11)$$

$$\ln(x_2 - x_0) - \mu_{\ln Y} = (a + b) \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (5.12)$$

$$\ln(x_3 - x_0) - \mu_{\ln Y} = (a + 2b) \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (5.13)$$

(5.11) および (5.13) 式の両辺をそれぞれ足すと次式が得られる。

$$\ln(x_1 - x_0) + \ln(x_3 - x_0) - 2\mu_{\ln Y} = (2a + 2b) \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (5.14)$$

(5.12) 式の両辺に 2 を乗じたものと (5.14) 式の両辺をそれぞれ引くと次式が得られる。

$$\ln(x_2 - x_0)^2 - \ln(x_1 - x_0) - \ln(x_3 - x_0) = 0 \quad (5.15)$$

(5.15) 式を x_0 について解くと次式が得られる。

$$x_0 = \frac{x_1 \cdot x_3 - x_2^2}{x_1 + x_3 - 2 \cdot x_2} \quad (5.16)$$

また, (5.12) 式から (5.11) 式を引くと次式が得られる。

$$\ln(x_2 - x_0) - \ln(x_1 - x_0) = b \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (5.17)$$

(5.17) 式中の x_0 に (5.16) 式を代入したものを $\sigma_{\ln Y}$ について解くと次式が得られる。

$$\sigma_{\ln Y} = \ln \left\{ \left(\frac{x_3 - x_2}{x_2 - x_1} \right)^{1/b} \right\} \quad (5.18)$$

また (5.11) 式に (5.16) 式を代入すると次式が得られる。

$$\ln \left(x_1 - \frac{x_1 \cdot x_3 - x_2^2}{x_1 + x_3 - 2 \cdot x_2} \right) - \mu_{\ln Y} = a \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (5.19)$$

(5.20) 式を $\mu_{\ln Y}$ について解くと, 次式が得られる。

$$\mu_{\ln Y} = \ln \left\{ \frac{(x_2 - x_1)^2}{x_1 + x_3 - 2 \cdot x_2} \right\} - a \cdot \sigma_{\ln Y} \quad (5.20)$$

ここに, $x_1 + x_3 - 2 \cdot x_2 > 0$ 。

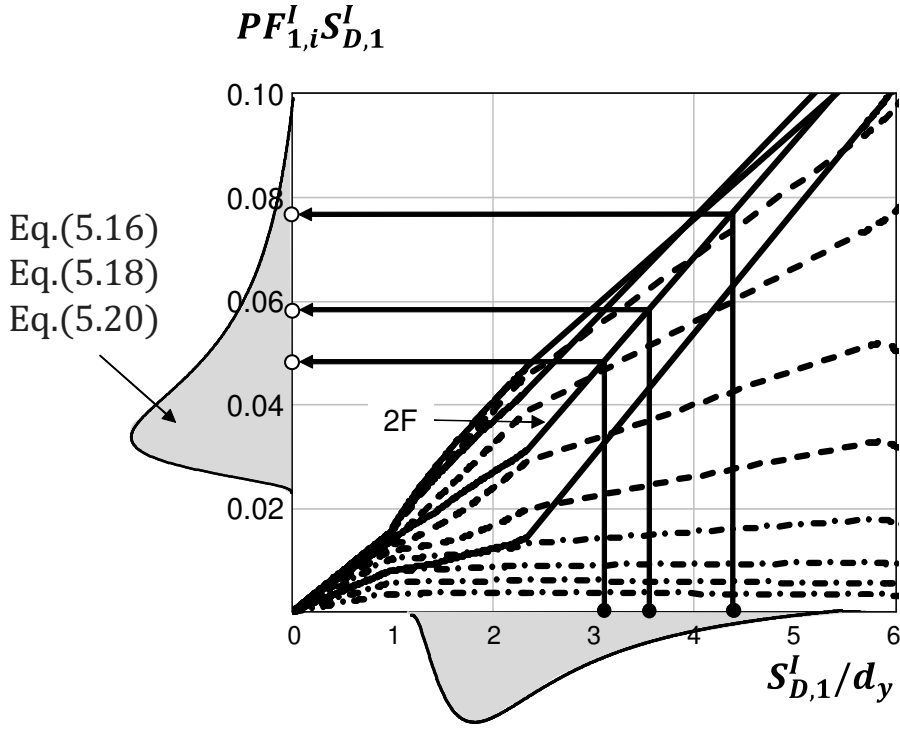


Fig. 5.5 Three first-mode inelastic response $PF_{1,i}^I \cdot S_{D,1}^I$ estimated by each of three $S_{D,1}^I$

5.3.2 IMP の弾塑性一次モード応答の移動対数正規近似

降伏後の i 層の一次モード応答あるいはその二乗を表す \hat{X}_i^s ($s = 1$ または 2) を移動対数正規変数 X_i に近似する場合には, (5.7) 式中の p_1 を $S_{D,1}^I$ の確率分布から求まる等価弾塑性一質点系の降伏変位に対応する超過確率 p_y に, p_3 を評価対象とする最小の超過確率に設定する。(5.8) 式に (5.10) 式を代入することで (5.10) 式中の a および b が得られる。

$$a = \Phi^{-1}(-p_y), \quad b = \{-a + \Phi^{-1}(-p_3)\} / 2 \quad (5.21)$$

このとき p_2 は $\Phi(-(a+b)) = \Phi(-\{a + \Phi^{-1}(-p_3)\} / 2)$ となる。

X_i のパラメータである平行移動量 $x_{0,i}$, 対数標準偏差 $\sigma_{\ln Y,i}$ および対数平均値 $\mu_{\ln Y,i}$ は, 次の手順で評価することができる。

- (1) $S_{D,1}^I$ の確率分布から, p_k に対応する三つの等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1,k}^I$ を求める。
- (2) 震度逆三角形分布を用いた多層骨組の Pushover 解析結果から得られる Fig. 5.2 を用い, 三つの $S_{D,1,k}^I$ より三つの一次モード応答 $PF_{1,i,k}^I \cdot S_{D,1,k}^I$ を求める。Fig. 5.5 には, Fig.5.2 の横軸に $S_{D,1}^I$ の確率密度関数および三つの $S_{D,1,k}^I$ (黒丸) を, 縦軸に一例として $S_{D,1,k}^I$ に対応する二層の三つの一次振動モード形 (白丸) をそれぞれ追加したものを示す。

- (3) (1), (2) から求められる三つの一次モード応答あるいはそれらの二乗 $\left(PF_{1,i,k}^I \cdot S_{D,1,k}^I\right)^s$ を (5.16), (5.18), (5.20) 式中の x_k に代入して移動対数正規確率分布を評価する。

なお, $S_{D,1,3}^I$ に対応する Pushover 解析のステップ数において多層骨組が崩壊メカニズムを形成している場合は, p_3 が提案手法で設定可能な超過確率の下限を下回っており, 再設定しなければならない。また, (5.20) 式の成立条件が満たさない, すなわち $\left(PF_{1,i,1}^I \cdot S_{D,1,1}^I\right)^s + \left(PF_{1,i,3}^I \cdot S_{D,1,3}^I\right)^s - 2\left(PF_{1,i,2}^I \cdot S_{D,1,2}^I\right)^s \leq 0$ の場合には, \hat{X}_i^s を対数正規変数 Y に近似することとし, その $\sigma_{\ln Y, i}$ および $\mu_{\ln Y, i}$ は, \hat{X}_i^s と Y が p_1 および p_3 で等価とすると次式のように評価することができる。

$$\sigma_{\ln Y, i} = \ln \left\{ \left(\frac{PF_{1,i,3}^I \cdot S_{D,1,3}^I}{PF_{1,i,1}^I \cdot S_{D,1,1}^I} \right)^{s/2b} \right\} \quad (5.22)$$

$$\mu_{\ln Y, i} = s \cdot \ln \left(PF_{1,i,1}^I \cdot S_{D,1,1}^I \right) - a \cdot \sigma_{\ln Y, i} \quad (5.23)$$

5.3.3 移動対数正規変数の荷重・耐力係数

(5.4) 式中の R が対数正規変数に, S_j が移動対数正規変数に従う場合, その ϕ および γ_j は (5.6) 式と 2.5.3 項に示す (2.142), (2.143) 式を用いそれぞれ次式で与えられる。

$$\phi = \frac{\exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln R} + \mu_{\ln R})}{\mu_R} \quad (5.24)$$

$$\gamma_j = \frac{\exp(\alpha_{S_j} \cdot \beta_T \cdot \sigma_{\ln S_{Y_j}} + \mu_{\ln S_{Y_j}}) + s_{0j}}{\mu_{S_j}} \quad (5.25)$$

ここに, S_{Y_j} は $S_j - s_{0j}$ としてそれぞれ定義される対数正規変数である。

5.4 提案手法の評価精度

$S_{D,1}^I$ の確率分布として表現される確率論的地震ハザード情報が有用であるという想定のもと, 提案手法により求めた各層の弾塑性一次モード応答の超過確率を, モンテカルロシミュレーション結果 (以下, 単にシミュレーション結果という) と比較・検討する。モンテカルロ法では, $S_{D,1}^I$ の確率分布からサンプルを生成し, サンプル毎に弾塑性一次モード応答を求めその度数分布を評価している。

5.4.1 等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の確率分布

$S_{D,1}^I$ の確率分布は, 弾性スペクトル応答の確率分布として表現される確率論的地震ハザード情報が整備されているという想定のもと, 弾性応答スペクトルのサンプルに Capacity Spectrum (CS)

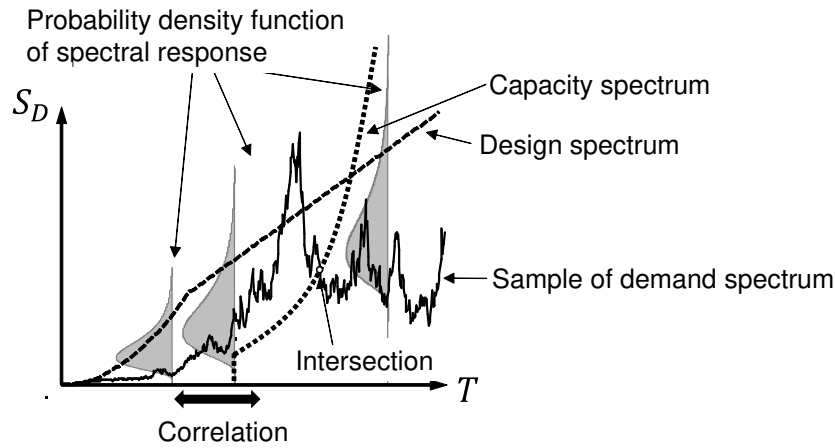
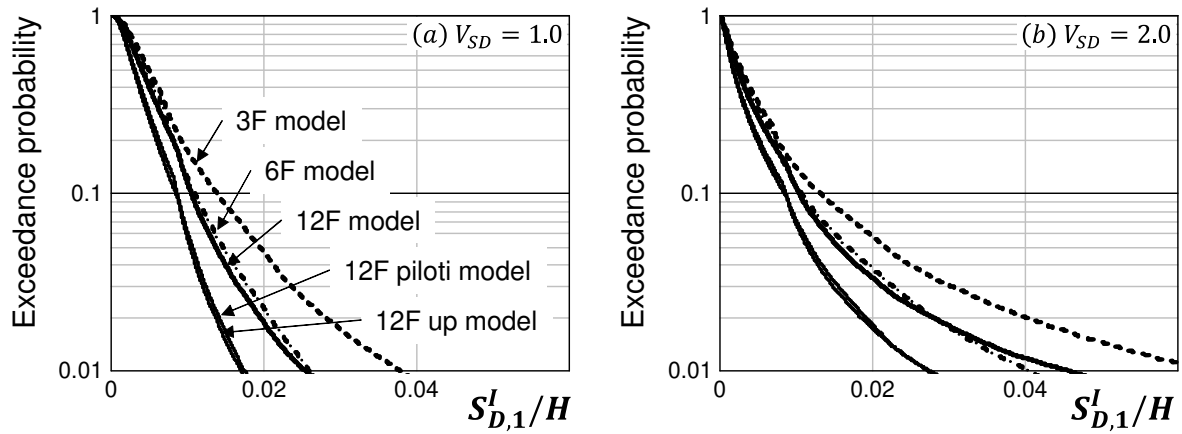


Fig. 5.6 A sample of elastic response spectrum

Fig. 5.7 Exceedance probability of $S_{D,1}^I/H$ of equivalent inelastic oscillators

法を適用して得られた応答から評価したものを用いる。なお、この確率分布は、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザードの評価に関する研究を終えた際には、この情報と4章に示した $S_{D,1}^I$ 評価手法とを組み合わせることで評価できる $S_{D,1}^I$ の確率分布に置き換え得る。

等価固有周期 T_{eq} は等価弾塑性一質点系の最大変形時の割線剛性から評価し、等価減衰定数 h_{eq} は島崎の提案する評価式（(2.73) 式）、減衰補正係数 F_h は笠井らの提案する評価式（(2.85) 式）から求めている。

CS に対応する等価弾塑性一質点系の復元力特性を 3.7.1 項中の Fig. 3.7 に示す。また DS に対応する弾性応答スペクトルのサンプルの一例を Fig. 5.6 中に実線で示す。このサンプルは、各固有周期でのスペクトル応答が対数正規確率分布関数に従い、第二種地盤における安全限界検証用の告示スペクトル（Fig. 5.6 中の破線）を 50 年間における超過確率 10 % の値（再現期間およ

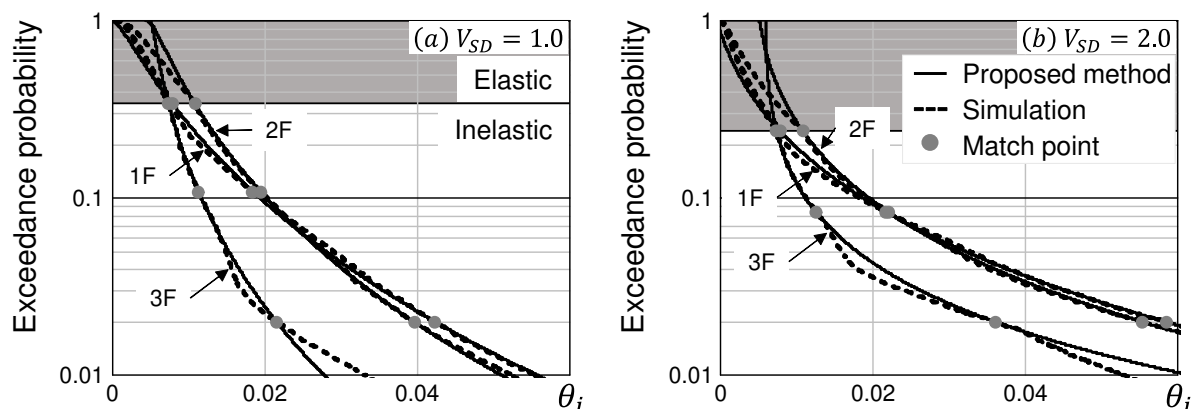


Fig. 5.8 Exceedance probability of first-mode response (3F model)

そ 500 年に相当) に設定し, 各固有周期の変動係数 V_{SD} を 1.0 または 2.0 と仮定して, Baker and Jayaram が提案する各固有周期間での応答スペクトルの自己相関関数⁹²⁾を想定し, 10 万個生成した。また固有周期の刻みは 0.01 秒としている。

上記サンプルに CS 法を適用して求めた $S_{D,1}^I/H$ (H : 一質点系の高さ) の確率分布を Fig. 5.7 に示す。この図は左から, $V_{SD} = (a)1.0$, $(b)2.0$ についての結果を示す。

5.4.2 解析結果

Fig. 5.8 から Fig. 5.12 に, 3F model (Fig. 5.8), 6F model (Fig. 5.9), 12F model (Fig. 5.10), 12F piloti model (Fig. 5.11) および 12F up model (Fig. 5.12) の五つの骨組モデルに対して提案手法により求めた i 層の層間変形角の弾塑性一次モード応答 θ_i の超過確率 (実線) を, シミュレーション結果 (破線) と併せて示す。なお三つの 12F model については 1 層～6 層 (上段) と 7 層～12 層 (下段) の結果を分けて示している。図中の網掛け部は多層骨組の一次モード応答が弾性域にとどまる確率の範囲を表す。本研究では構造物の弾塑性応答に着目した終局限界状態設計を対象としていることから, 弾性範囲内の応答の超過確率は評価対象外であり, 前述のとおり弾性スペクトル応答の確率分布を用いて評価している。また図中の ● は (5.7) 式中の p_k に対応する点であり, 提案手法で評価対象とする超過確率の下限 p_3 を再現期間おおよそ 2500 年に相当する 50 年間における超過確率を 2 % に設定した。

Fig. 5.8 に示す 3F model の結果では, 1, 2 層は V_{SD} に関わらず実線が破線に概ね一致し, 3 層も多少の誤差はあるものの p_1 から p_3 の範囲で実線は破線を概ね近似している。3 層の最大層間変形角がおおよそ 0.018 の時に生じている破線の傾きの変化は, Fig. 5.3(a) に示す $S_{D,1}^I/d_y$ と $\phi_{1,i}^I$ 関係において $S_{D,1}^I/d_y$ が 3.5 のあたりで生じている 3 層のモード形の値の変化と対応している。

Fig. 5.9 に示す 6F model の結果は, 3F model の結果と同様に V_{SD} に関わらず実線が破線に概

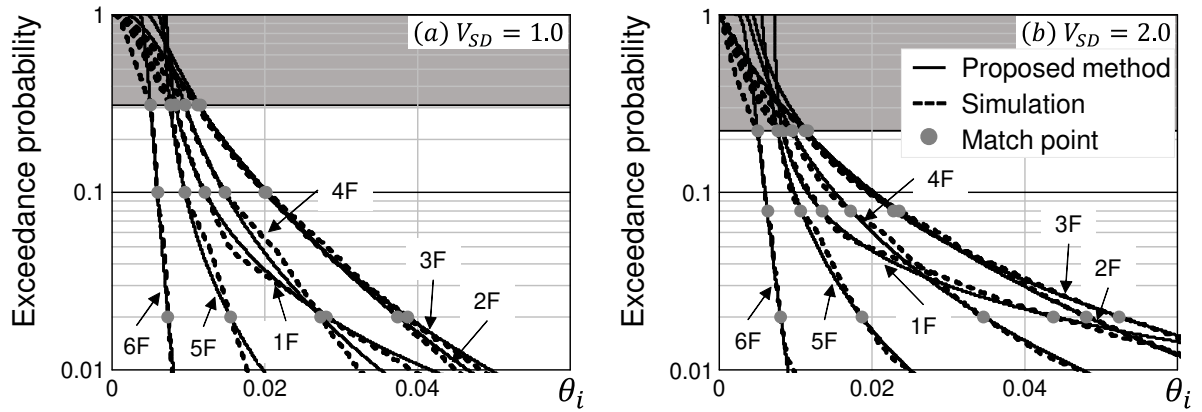


Fig. 5.9 Exceedance probability of first-mode response (6F model)

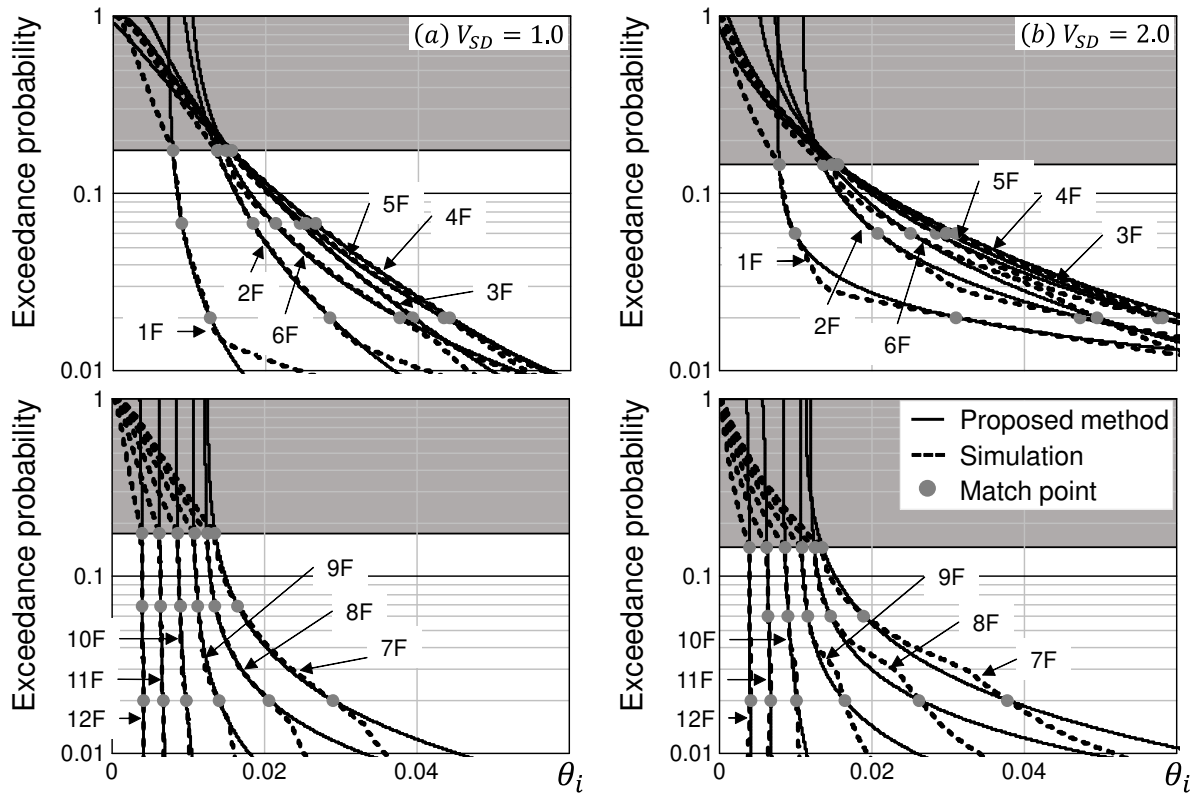


Fig. 5.10 Exceedance probability of first-mode response (12F model)

ね一致しているものの、Fig. 5.9(a)の超過確率0.05付近において、提案手法が4層および5層の超過確率をやや過小評価、1層の超過確率をやや過大評価している。これはFig. 5.3(b)において、 $S_{D,1}^I/d_y$ が2.2のあたりで生じているモード形の値の変化と対応している。Fig. 5.3(b)中の4層のようにモード形が上に凸の形状で変化する層で提案手法が過小評価の傾向を示し得ることが推測される。しかしながら、同じくモード形が上に凸の形状で変化する3層では提案手法が過小評価の傾向を示しておらず、このことについてのさらなる検討や考察が必要である。

Fig. 5.10に12F modelの結果を示す。 $V_{SD} = 2.0$ の場合の12層では、 $\theta_{1,12} + \theta_{3,12} - 2 \cdot \theta_{2,12} \leq 0$

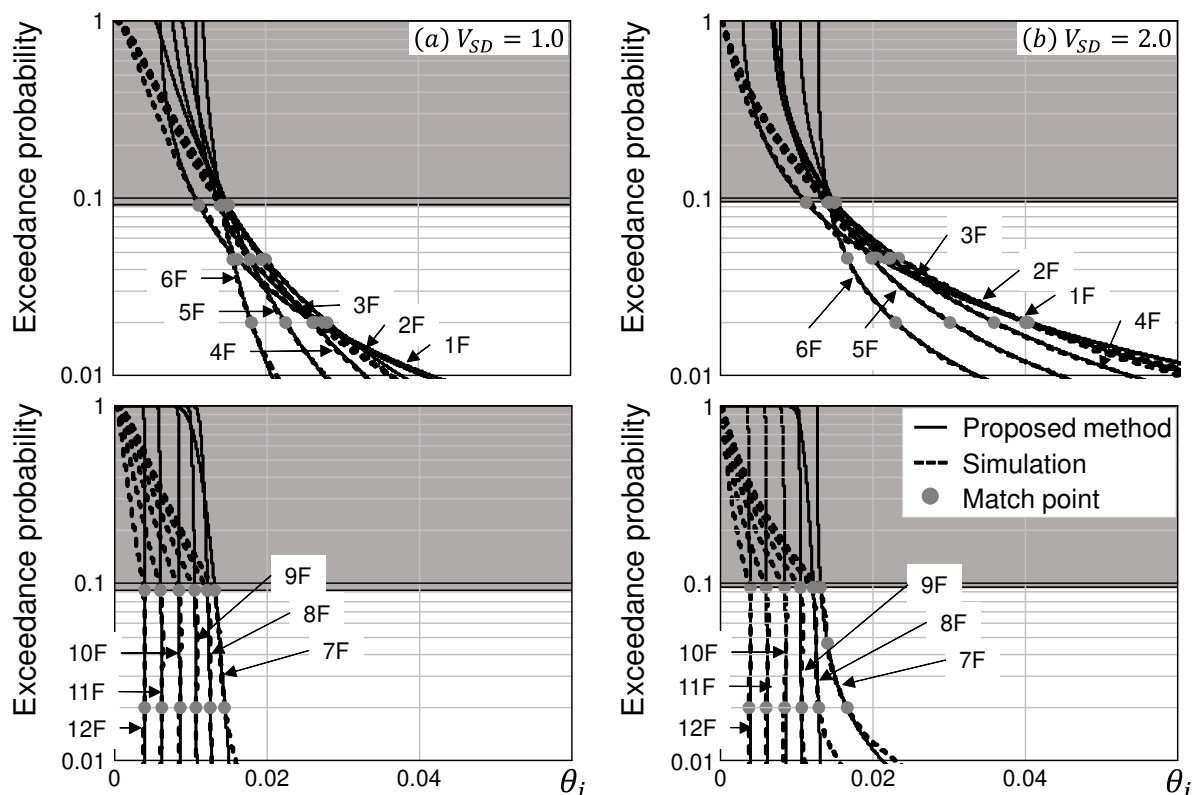


Fig. 5.11 Exceedance probability of first-mode response (12F piloti model)

となったことから、(5.22)、(5.23) 式を用い一次モード応答を対数正規変数に近似しているため ● の数が二つになっている。 $V_{SD} = 1.0$ の 1, 7, 8 層および $V_{SD} = 2.0$ の 7, 8, 9 層において、評価対象外である超過確率が 0.02 より小さい範囲で提案手法の評価精度の悪化が見られたが、 p_1 から p_3 の範囲（再現期間約 360 年から 2500 年に相当）ではすべての層で V_{SD} に関わらず実線は破線に概ね一致している。

Fig. 5.11 に示す 12F piloti model では、実線と破線の一致の度合いが 12F model より高い。この要因の一つとして、12F model では各層の降伏耐力および層剛性の高さ方向のバランスが良いため塑性ヒンジが順不同に構造物全体に生じ得るが、12F piloti model では塑性ヒンジが 1 層に集中して生じるため振動モード形の急激な変化が生じにくく（Fig. 5.1 および Fig. 5.3(c)）、破線の形状が比較的滑らかになることが挙げられる。

Fig. 5.12 に 12F up model に対する解析結果を示す。このモデルでは、Fig. 5.3(d) に示すとおり、 $S_{D,1}^I$ が増加するにつれて 7 層から 10 層のモード形の値が増加する一方で、その他の層のモード形の値が減少する傾向を示すが、このような場合にも p_1 から p_3 の範囲では実線は破線に概ね一致している。

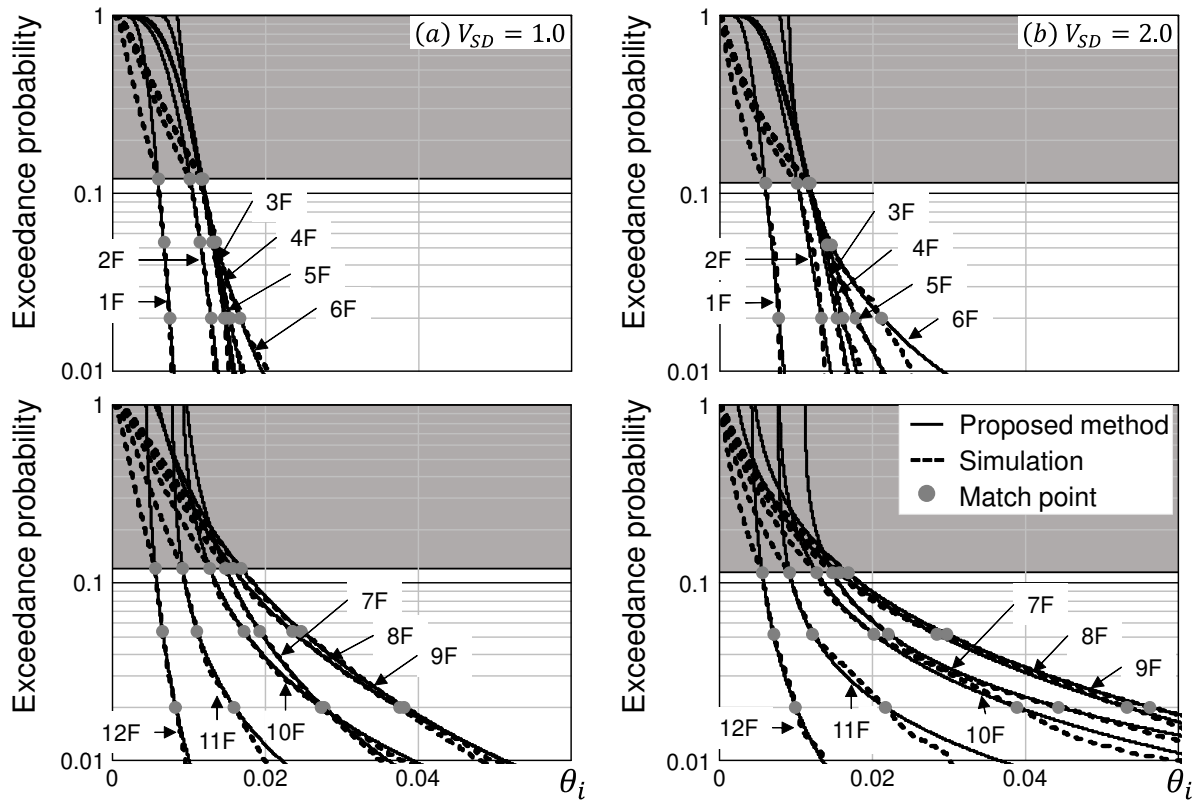


Fig. 5.12 Exceedance probability of first-mode response (12F up model)

Fig. 5.13 には、比較のため 12F model に対して、各層の弾塑性一次モード応答を移動対数正規変数ではなく (5.22) 式および (5.23) 式を用い対数正規変数に近似した場合の結果を示す。Fig. 5.10 と比べ p_1 から p_3 の範囲であっても実線が破線と少々乖離している層は多く、特に $V_{SD} = 2.0$ の場合の 1 層で大きな評価誤差を生じている。

Fig. 5.14 には、12F model に対して、 p_3 を 0.01（再現期間約 5000 年に相当）に設定して弾塑性一次モード応答を移動対数正規変数に近似した場合の結果を示す。Fig. 5.10 に示す $p_3 = 0.02$ とした場合と比べ、超過確率 0.01 の近くでは当然ながら評価精度は向上している一方、超過確率 0.02 以上の範囲でも評価精度に大きな差は見られない。

12F model を対象に、Pushover 解析に用いる外力分布を Ai 分布に相当する外力分布とした場合の結果を Fig. 5.15 に、一次モード比例型外力分布とした場合の結果を Fig. 5.16 に示す。これらの外力分布を用いた場合でも提案手法による超過確率の近似評価結果は、Fig. 5.10 に示す震度逆三角形分布を用いた場合と大差なく、各層の弾塑性一次モード応答の確率分布を良い精度で評価できている。

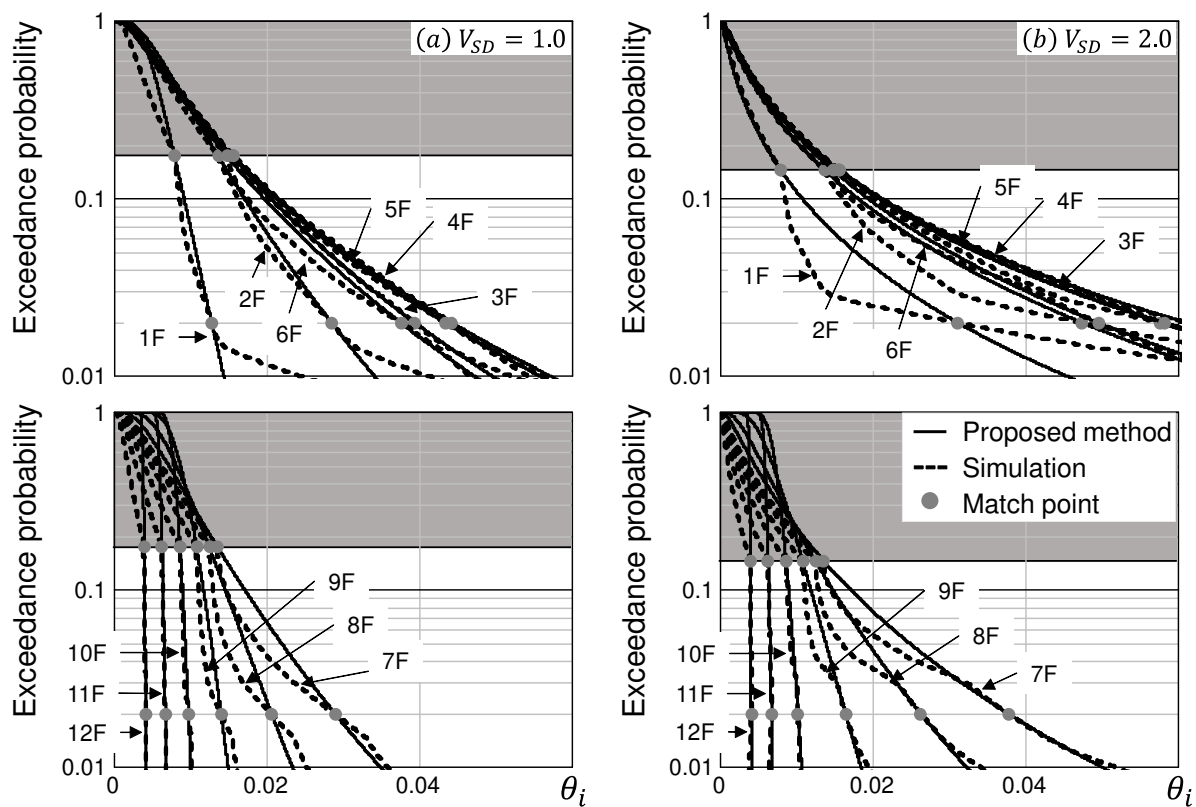


Fig. 5.13 Exceedance probability of first-mode response estimated by Eqs. (5.22) and (5.23) (12F model)

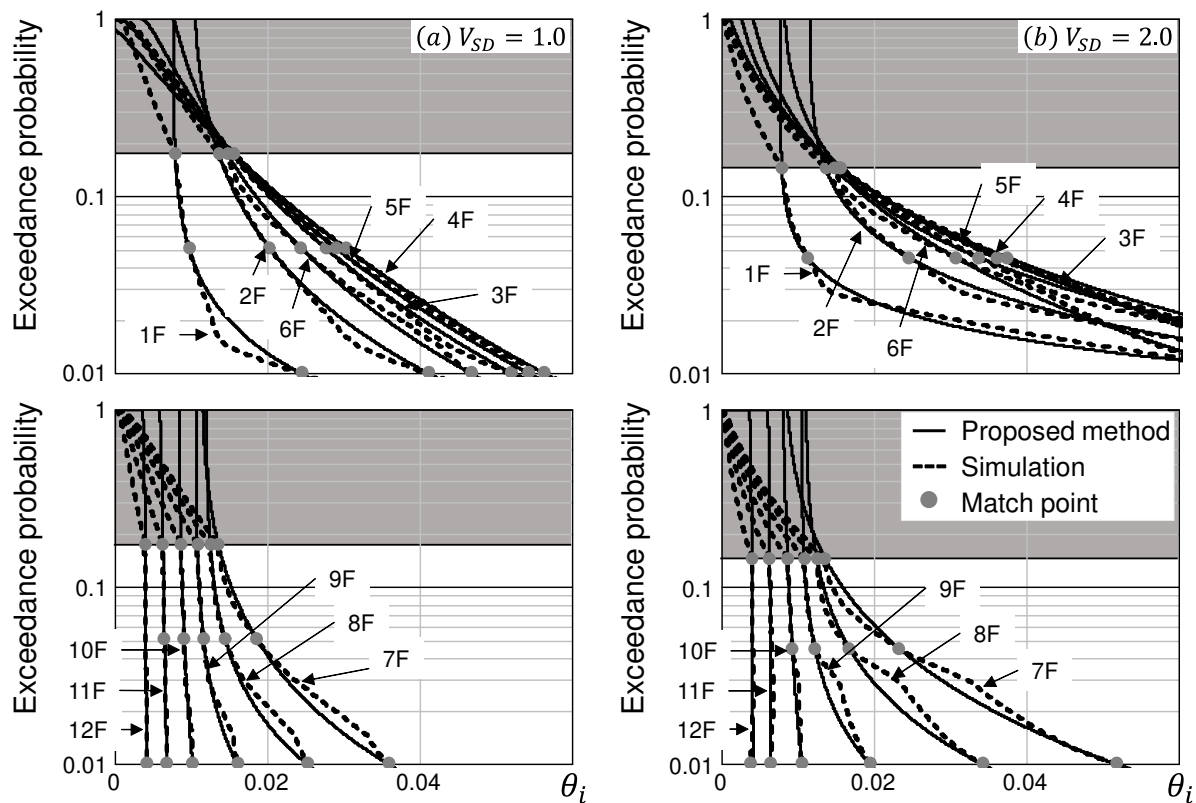


Fig. 5.14 Exceedance probability of first-mode response estimated with $p_3 = 0.01$ (12F model)

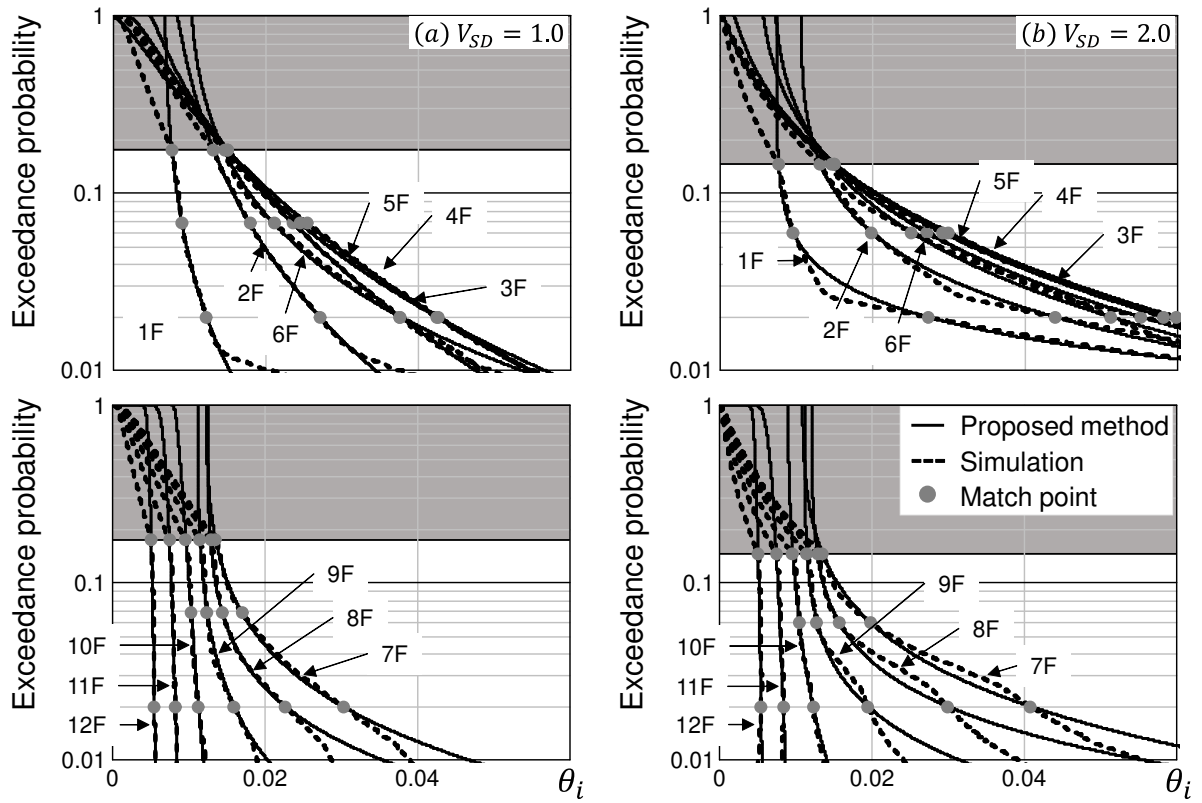


Fig. 5.15 Exceedance probability of first-mode response using Ai dist. in pushover analysis (12F model)

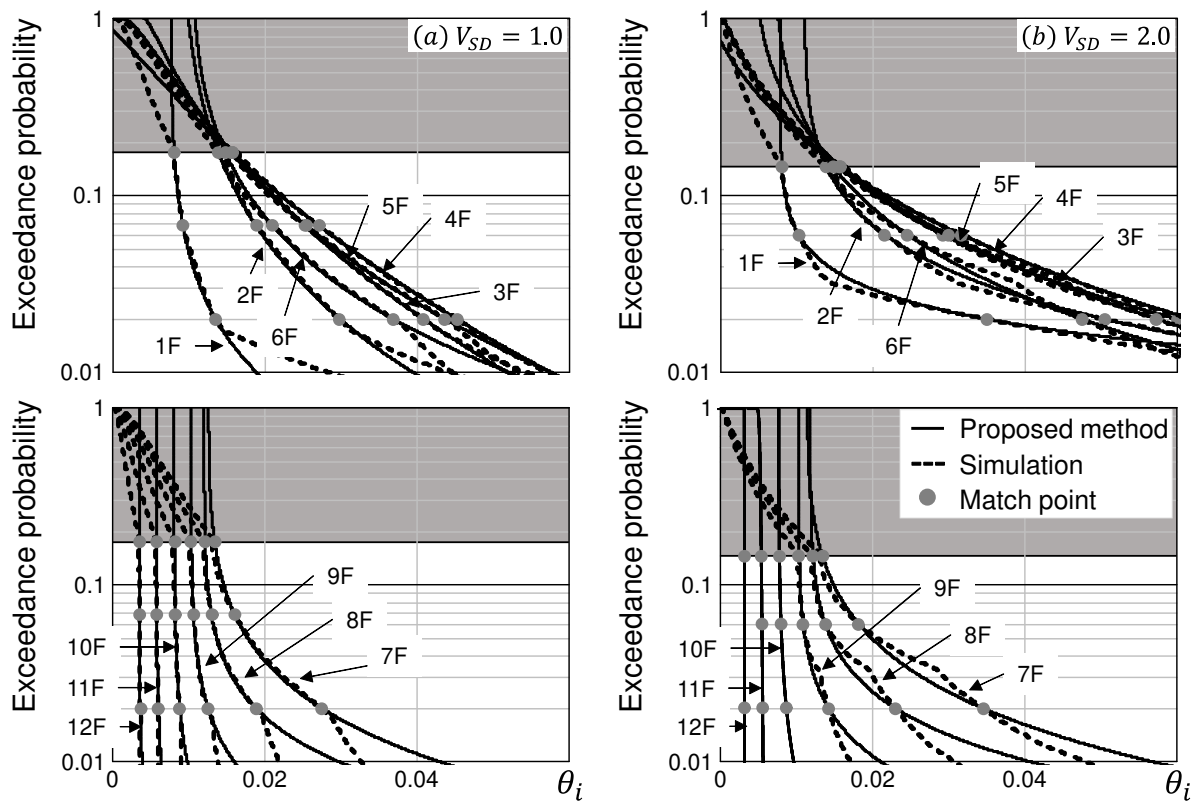


Fig. 5.16 Exceedance probability of the first-mode response using first-mode dist. in pushover analysis (12F model)

5.5 まとめ

本章では、地震ハザードや地震動特性の不確定性および個々の建物の特性を考慮しながら、建物全体としての耐震性能を限界状態超過確率で評価する実用的な設計法の枠組みを構築することを念頭に、多層骨組の簡易最大変位応答評価である IMP により求めた各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなした荷重・耐力係数設計式に順ずる設計条件式を導いた。さらに、その設計条件式で用いる多層骨組の弾塑性一次モード応答の確率分布を移動対数正規確率分布に近似する手法を提案すると共に、その評価精度をモンテカルロ法を用いて検討した。以下に、得られた知見を要約する。

- IMP の弾塑性一次モード応答の確率分布は、塑性ヒンジの形成に伴って降伏後の振動モード形が変化することから、振動モード形が不変である弾性の場合とは異なり、等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の供用期間中の最大値の確率分布から容易に推定することはできず、かつ、煩雑な形状となり得る。特に各層の降伏耐力および層剛性の高さ方向のバランスが良く塑性ヒンジが順不同に構造物全体に生じうる骨組モデルでは、ピロティ構造のような特定層に塑性ヒンジが集中して生じる骨組モデルと比べ、降伏後の振動モード形が急激に変化し得る。このため弾塑性一次モード応答の確率分布を単純に対数正規近似することは困難となる場合がある。
- (5.10) 式に示すように、弾塑性一次モード応答の確率分布と移動対数正規確率分布を等価とする三点の超過確率に特定の関係を与えるとともに、(5.7) 式中の p_3 （等価とした三点の超過確率の最小値）を事前に設定しておくことで、等価弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の供用期間中の最大値の確率分布から解析的に弾塑性一次モード応答の移動対数正規確率分布を評価することが可能となる。すなわち、弾塑性一次モード応答の移動対数正規変数近似は対数正規変数近似と同程度の時間と労力で行うことができる。また、移動対数正規変数の荷重・耐力係数も容易に評価することができる。
- 階数や各層の降伏耐力および層剛性の高さ方向のバランスを様々に設定した五つの鋼構造多層骨組モデルに対して、 $p_3 = 0.02$ とした提案手法による結果が各固有周期での弾性スペクトル変位応答の変動係数 V_{SD} に関わらずシミュレーション結果と概ね一致し、 $p_3 = 0.01$ とした場合でも提案手法は比較的よい評価精度が得られた。一方で、弾塑性一次モード応答を移動対数正規変数ではなく対数正規変数に近似した場合は、大きな評価誤差を生じ得る。

なお、各次モード応答の二乗和を荷重の組み合わせとみなすことの妥当性・汎用性および実際の設計例の提示等は、今後行う予定である。また IMP に基づく荷重・耐力係数設計式（(5.5) 式）は、森・中尾の手法と同様に、第 i 層を対象としたものであり、構造物を一つのシステムとしてとらえ、その限界状態超過確率より耐震性能水準を制御するには至っていない。2.5.6 項では、構造系全体の破壊確率を個々の要素の破壊確率から推定する既往の方法として「破壊確率の上下限值」、「PNET 法」について概説したが、これらを用いる場合は構造物各層の最大変位応答の相関行列が必要となり、この評価法については今後行う予定である。

第6章 結語

6.1 本論の要約

本研究の目的は、近年における実施例が急速に増加している履歴ダンパーの設置された構造物への展開も念頭に置きつつ、まずは一般的な構造物を主な対象として、地震ハザードや地震動特性の不確定性、個々の構造物の特性を考慮しながら、構造物全体としての耐震性能を限界状態超過確率で評価する設計法の枠組みを明示した上で、そこに残る課題およびその解決策を示すことにある。具体的な研究内容としては、構造物の耐震性能が地震時に生じる構造物の変形量とよく対応することを踏まえ、鋼構造多層骨組の簡易最大変位応答を信頼性理論に基づく限界状態設計法へと展開する方法について述べた。

構造物の塑性変形性能を考慮しつつ「構造物全体の耐震性能水準を終局限界状態超過確率として定量的に表現すること」については耐震工学および構造信頼性工学に関わる多くの研究者がこれまでに試みてはいるが、なかなか実現に至っていない。これが可能となれば、耐震性能水準の向上、あるいは制振構造を採用したことによる費用対効果が明確となる。このことは、高い耐震性能を有する構造物を建てる動機付けとなるだけでなく、設計時における建築主と設計者との対話において、耐震性能水準に関する両者の意思の疎通が円滑となる。さらに、世の中に耐震性能の高い構造物、あるいは建築主のニーズに合った耐震性能をもつ構造物が増加することでより安全な社会の構築に貢献し得る。

第2章では、本研究に関わる既往の研究として、応答スペクトルによるモーダルアナリシスの適応範囲を塑性域にまで拡張した Inelastic Modal Predictor (IMP) を含む一般的な鋼構造多層骨組および履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組（以下、単に制振構造物という）の最大変位応答評価法について概説した上で（2.1～2.3 節）、これらの手法で弾塑性応答を評価する際に用いられ得る弾塑性一質点系の最大変位応答評価法について述べ（2.4 節）、現時点での課題や問題点を挙げた。さらに使用限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法に関する既往手法について述べ、この手法の終局限界状態設計法への展開の可能性を示した（2.5 節）。

第3章～5章では、既往の研究に残る課題や問題点を解消し得る提案手法として、以下の三点について主に説明するとともに、それらの評価精度を検討した。

- 制振構造物の最大変位応答評価法（第3章）
- 固有周期依存型スペクトル強さに基づく弾塑性一質点系の最大変位応答 $S_{D,1}^I$ の評価法（第4章）
- 終局限界状態を対象とした最大変位応答に基づく限界状態設計法（第5章）

Kang & Mori は一般的な構造物の簡易最大変位応答評価法である IMP において、一次モードと等価な弾塑性一質点系を各層のダンパーを考慮した MS モデルとすることで IMP の適用範囲を制振構造物にまで拡張した手法を示している。この手法では制振構造物の高次モード応答を弾性として評価しているが、ダンパーは一般に骨組と比べて早期に降伏することから、骨組が降伏する以前にも制振構造物の見かけ上の固有周期や振動モード形、また履歴減衰が変化しており、これらの影響を無視して高次モード応答を評価することで応答評価法の評価精度の悪化や汎用性の低下が生じ得る。またこの手法には、制振構造物の一次モードと等価な弾塑性一質点系の固有周期が制振構造物そのものの一次固有周期と必ずしも一致しないという課題も残る。そこで第3章ではこれらの解決法を示すとともに Pushover 解析に用いる外力分布を再検討することで、新たな制振構造物の簡易最大変位応答評価法を提案し、この手法の評価精度について検討した。

Kang & Mori の手法では、制振構造物の上層部での過小評価の傾向や特に履歴ダンパーが下層部にのみ設置されたモデルでの精度悪化を示したが、提案手法ではこれらはほぼ解消されており、すべての解析モデルで比較的良好な評価精度が得られた。また、ダンパーの塑性化の影響を考慮した高次モード応答の簡易評価法（3.4 節）も示した。

第4章では、固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報が整備されるという想定のもと⁴⁰⁾、積分範囲を一質点系の弾性固有周期 T_1 から一質点系の最大塑性率 μ より求まる固有周期 T_{eq} までとして固有周期依存型スペクトル強さ SI_μ を新たに定義し、 SI_μ と $S_{D,1}^I$ の一般的な関係を、Bi-linear 型、Bi-linear-slip 型、Tri-linear 型復元力特性を対象に、一質点系の時刻歴応答解析結果に基づいて復元力特性毎に明らかにした上で、この関係に基づく $S_{D,1}^I$ 評価法を提案し、その評価精度について検討した。

エネルギー一定則、変位一定則、Chopra & Chintanapakdee の手法、等価線形化手法および北原・伊藤の手法による評価の偏り a は T_1 や二次勾配 α （Tri-linear 型の場合は三次勾配 $\alpha\beta$ も）によって大きく変化しているのに対し、提案手法の a はすべてのモデルで 1 に近くなった。また提案手法による評価のばらつき σ は、 T_1 が小さい場合と α が大きい、もしくは α 、 $\alpha\beta$ が共に大きい場合で他の手法の σ と同程度となり、それ以外では概ね小さく全体を通して 7 つの手法の中でほぼ

最小となった。加えて提案手法の σ を (4.9)～(4.11) 式および Table 4.2 から比較的精度良く評価することができることを示した。

第5章では、IMPにより求めた各次モード応答の二乗の線形和を荷重の組み合わせとみなすことで荷重・耐力係数設計式に順ずる設計条件式を導いた。その際の課題として、IMPで考慮する降伏後の一次振動モード形が $S_{D,1}^I$ の大きさによって複雑に変化し得るため、振動モード形が不変である弾性の場合とは異なり、この設計法で必要となる降伏後の一次モード応答の確率分布を $S_{D,1}^I$ の確率分布から単純に推定することは困難であることを指摘し、その解決策として、これを移動対数正規確率分布に近似する手法を提案した。(5.10) 式に示すように、弾塑性一次モード応答の確率分布と移動対数正規確率分布を等価とする三点の超過確率に特定の関係を与えるとともに (5.7) 式中の p_3 (等価とした三点の超過確率の最小値) を事前に設定しておくことで、 $S_{D,1}^I$ の供用期間中の最大値の確率分布から解析的に弾塑性一次モード応答の移動対数正規確率分布を評価することが可能となる。すなわち、弾塑性一次モード応答の移動対数正規変数近似は対数正規変数近似と同程度の時間と労力で行うことができる。また、移動対数正規変数の荷重・耐力係数も容易に評価することができる。

階数や各層の降伏耐力および層剛性の高さ方向のバランスを様々に設定した五つの鋼構造多層骨組モデルに対して、 $p_3 = 0.02$ とした提案手法による結果が、各固有周期での弾性スペクトル変位応答の変動係数 V_{SD} に関わらずシミュレーション結果と概ね一致し、 $p_3 = 0.01$ とした場合でも提案手法は比較的よい評価精度が得られた。一方で、弾塑性一次モード応答を移動対数正規変数ではなく対数正規変数に近似した場合は、大きな評価誤差を生じ得る。

6.2 今後の課題

第3章の内容に関する今後の課題には以下の三点が挙げられる。

- ダンパーの塑性化の影響を考慮した簡易高次モード応答評価法の妥当性および汎用性について、他の骨組モデルを用いてさらに検討する。
- 履歴ダンパーを設計する際には最大変位応答だけでなく累積塑性変形倍率を把握することも重要となるため、その評価手法を提案する。
- 本論内で示した手法も参照しつつ、制振構造物の応答評価法を信頼性理論に基づく限界状態設計法へと展開する。

第4章の内容に関する今後の課題には以下の三点が挙げられる。

- d_0 が履歴吸収エネルギーに関係し得ることに着目しつつ，提案手法において復元力特性を一般化する。
- 固有周期依存型スペクトル強さとして表現される確率論的地震ハザード情報を整備する。
- 本提案手法と確率論的地震ハザード情報とを組み合わせた弾塑性一質点系の最大変位応答の確率分布評価法を提案する。

第5章の内容に関する今後の課題には以下の三点が挙げられる。

- 各次モード応答の二乗和を荷重の組み合わせとみなすことの妥当性・汎用性を検証する。
- 実際の設計例をいくつか提示し，提案する設計法の妥当性や汎用性，また実用性を示す。
- 構造物全体としての限界状態超過確率を破壊確率の上下限值や PNET 法等に基づき評価するために必要となる構造物各層の最大変位応答の相関行列の評価法を提案する。

謝辞

本論文をまとめるにあたり，名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻，森 保宏教授には，ご多忙の中，懇切丁寧なご指導とご助言，論文の添削をいただきました。また，研究内容に限らず，様々な貴重なお話を伺うことができ，多くのことを学ばせていただきました。ここに，深く感謝いたします。

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻，尾崎文宣准教授には，ご多忙の中，多くのご助言と適切なご指摘をいただきました。ここに深く感謝いたします。

本研究室の先輩であり，現在は Seoul Institute of Technology 所属の姜在道氏には，常日頃から研究に対する姿勢を教えていただき，コンピュータの使用方法，論文のまとめ方等，著者の初歩的な質問にいつも快く応じていただきました。ここに深く感謝いたします。

本研究室の卒業生である山中貴司氏，丸山裕氏，中尾真愛子氏，伊吹豪太氏，川崎雄貴氏には，本研究において貴重なデータを使わせていただいたいただきました。ここに深く感謝いたします。

本研究室秘書の木下さん，穂積さん，後藤さんには，同じ研究室とともに研究生活を送る中で，様々な場面で支えて頂き，大変有意義な時間を過ごすことができました。ここに深く感謝申し上げます。

講座の諸先輩方，また同輩であり良き友人である皆様には，研究活動から日常生活に至るまで多くのご協力をいただきました。様々な経験を共にでき，大変有意義な時間を過ごすことができました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究では，入力地震動に Kyoshin Network (K-NET) によって公開されている地震動記録を用いました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究は，JSPS 特別研究員奨励費（No. 18J12235）の助成を受けたものです。ここに深く感謝申し上げます。

2020 年 2 月

古川 大志

参考文献

- 1) 西川孝夫：兵庫県南部地震における建物被害と今後の課題，総合都市研究，第 57 号，pp.73-85，1995.12.
- 2) 建築研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査最終報告書，1996.3.
- 3) 建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告，国総研資料，第 674 号，2012.3.
- 4) 国土交通省，〈<https://www.mlit.go.jp/common/000164192.pdf>〉，accessed 2020.1.
- 5) 福和伸夫，飛田潤，平井敬：耐震工学 教養から基礎・応用へ，講談社，2019.3.
- 6) 陳沛山：建築構造設計教本，柴田明德，斎藤公男監修，森北出版，2015.4.
- 7) 日建設計東京オフィス構造設計室：建築物の性能設計と検証法，オーム社，2003.9.
- 8) 建築研究所，日本建築構造技術者協会，日本鋼構造協会，日本鉄鋼連盟 編：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアルー平成 17 年国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」に準拠してー，技報道出版，2008.9.
- 9) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，第 3 版，2013.11.
- 10) 日本建築学会：地震リスク評価とリスクコミュニケーション，丸善出版，2011.6.
- 11) 日本建築学会：事例に学ぶ建築リスク入門，技報堂出版，2007.8.
- 12) 神田順他：限界状態設計法の挑戦，建築技術，2008.5.
- 13) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.5.
- 14) 森保宏：地盤工学技術者のための確率統計入門ー7. 限界状態設計法ー，地盤工学会誌，Vol.61，pp.36-43，2013.3.

- 15) 日本建築学会：性能設計とその地震荷重近未来像，2018 年度日本建築学会大会（東北）構造部門（荷重）パネルディスカッション資料，2018.9.
- 16) ISO2394, *General Principles on Reliability for Structures*, ISO, 2015.3.
- 17) EN 1990 : 2002 E, *Eurocode - Basis of Structural Design*, CEN, 2001.11.
- 18) NCC 2015 Volume one, *Building Code of Australia - Class 2 to Class 9 Buildings*, 2015.
- 19) ASCE7-16, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE, 2017.7.
- 20) Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., and Kircher., C. A. “Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States,” *SEAOC 2007 Convention Proc.*, 2007.1.
- 21) 国土交通省，〈http://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/house05_sg_000134.html〉，accessed 2019.5.
- 22) Luco, N. and Cornell, C. A. “Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions,” *Earthquake Spectra*, Vol.23, No.2, pp.357-392. 2007.5.
- 23) 森 保宏，山中貴司，中島正愛：降伏後のモード形を考慮した鋼構造骨組の変位応答評価法，構造工学論文集，第 50B 号，pp.425-434，2004.3.
- 24) 森 保宏，山中貴司：鋼構造骨組の変位応答評価法 ―等価 1 質点系モデルの復元力特性と Pushover 解析における外力分布形状―，日本建築学会構造系論文集，第 597 号，pp.127-133，2005.11.
- 25) Chopra, A. K. and Goel, R. K. “A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.31(3), pp.561-582, 2002.
- 26) Fu, Y. and Kasai, K. “Comparative Study of Frames Using Viscoelastic and Viscous Dampers” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124(5), pp.513-522, 1998.5.
- 27) Kasai, K., Fu, Y. and Watanabe, A. “Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124(5), pp.501-512, 1998.5.

-
- 28) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺 厚 : 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp.53-62, 2003.9.
- 29) Oviedo, J. A., Midorikawa, M., and Asari, T. "An Equivalent SDOF System Model for Estimating the Response of R/C Building Structures with Proportional Hysteretic Dampers Subjected to Earthquake Motions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.40, pp.571-589, 2011.4.
- 30) 竹内 徹, 市川 康, 中島秀雄, 笠井和彦 : ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.115-122, 2014.9.
- 31) Kang, J. D. and Mori, Y. "Simplified Method for Estimating Inelastic Seismic Demand of Multi-Story Frame with Displacement-Dependent Passive Dampers," *Proc. of the 5th Asia Conference on Earthquake Engineering*, 2014. (on CD)
- 32) 古川大志, 姜 在道, 森 保宏 : 履歴ダンパーを有する鋼構造骨組の簡易最大変位応答評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 740 号, pp.1589-1599, 2017.10.
- 33) 長橋純男, 小林啓美 : 地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅, 日本建築学会論文報告集, 第 181 号, pp.15-22, 1971.3.
- 34) 安藤陽一, 山崎文雄, 片山恒雄 : 地震動の強さ指標による構造物損傷の評価, 日本地震工学シンポジウム論文集, 第 8 号, 第 1 分冊, pp.715-720, 1990.12.
- 35) Housner, G. W. "Spectrum Intensity of Strong Motion Earthquakes," *Proc. of Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures*, Earthquake Engineering Research Institute, pp.20-36, 1952.
- 36) 北原武嗣, 伊藤義人 : 鋼製および RC 橋脚の弾塑性動的応答と固有周期依存型 SI との相関性, 構造工学論文集, 第 45A 号, pp.829-838, 1999.3.
- 37) Kitahara, T. and Itoh Y. "Correlation between Nonlinear Response of Bridge Piers and Natural-Period-Dependent Spectrum Intensity," *Proc. of 12 WCEE*, Paper No.0806, 2000.
- 38) 北原武嗣, 伊藤義人 : 固有周期依存型 SI を用いた鋼製および RC 橋脚の弾塑性最大応答変位の推定法に関する研究, 構造工学論文集, 第 46A 号, pp.653-662, 2000.3.
- 39) Kadas, K., Yakut, A., and Kazaz, I. "Spectral Ground Motion Intensity Based on Capacity and Period Elongation," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.137(3), pp.401-409, 2011.3.

- 40) 東 佳輝, 森 保宏, 古川大志 : 周期依存型スペクトル強さを地震動強さ指標とする確率論的地震ハザードに関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造 I, pp.69-70, 2019.9.
- 41) 森 保宏, 中尾 真愛子 : 鋼構造の最大変位応答における使用限界状態に関する荷重・耐力係数設計法に関する研究, 構造物の安全性および信頼性, JCROSSAR 2011 論文集, Vol.7, pp.177-182, 2011.10.
- 42) 古川大志, 森 保宏 : 多層骨組の弾塑性一次モード応答の確率分布の近似評価法 — 最大変位応答に基づく実用的な終局限界状態設計法の枠組みに関する検討 —, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, 第 764 号, pp.1315-1323, 2019.10.
- 43) 柴田明德 : 最新耐震構造解析, 森北出版, 第 3 版, 2014.12.
- 44) Freeman, S. A. “Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion,” *Douglas McHenry Int. Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, ACI, pp.589-605, 1978.
- 45) 倉本 洋, 勅使川原 正臣, 小鹿紀英, 五十田 博 : 多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp.79-85, 2001.8.
- 46) Bracc, J.M., Kunnath, S.K. and Reinhom, A.M. “Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures,” *ACI Structural Journal*, Vol.123, No.1, pp.3-10, 1997.1.
- 47) 倉本 洋, 中坂 亮, 松本和行 : 限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 593 号, pp.51-58, 2005.7.
- 48) Chopra, A. K. and Chintanapakdee, C. “Evaluation of modal pushover analysis using generic frames,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.32(3), pp.417-442, 2003.
- 49) 五十田 博, 緑川光正, 中澤峻幸 : 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価 その 9 等価 1 自由度系における等価減衰の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1141-1142, 1999.9.
- 50) 建設省住宅局建築指導課 : 平成 12 年 6 月施工改正建築基準法 (2 年目施行) の解説, 2000.7.
- 51) 秋山 宏 : 性能設計への期待と課題 ; 日本建築学会関東支部シンポジウム 「鋼構造の性能設計を考える」 資料, pp.3-10, 2001.3.

-
- 52) 秋山 宏 : 「等価線形化法に基づく応答評価式 —エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用—」に対する討論, 日本建築学会構造系論文集, No.567, pp.213-214, 2003.5.
- 53) 古川大志, 森 保宏, 姜 在道 : 変位依存型ダンパーの塑性化の影響を考慮した鋼構造骨組の簡易最大変位応答評価法, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 55 号, pp.269-272, 2017.2.
- 54) Nassar, A. and Krawinkler, H. "Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems," John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 95, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA, 1991.
- 55) Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C. "Inelastic deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems," *Journal of Structural Engineering*, Vol.130, pp.1309-1319, No.9, 2004.9.
- 56) Jennings, P. C. "Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.35(11), pp.1706-1711, 1963.
- 57) Newmark, M. N. and Rosenblueth, E. "Fundamental of Earthquake Engineering," Prentice Hall, 1971.
- 58) Iwan, W.D. "Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures," *Journal of Structural Division*, ASCE, No.EM3, 1979.
- 59) Shibata, A. and Sozen, A. M. "Substitute structure method for seismic design in R/C," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.102, No.ST1, 1976.
- 60) 島崎和司 : 等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 516 号, pp.51-57, 1999.2.
- 61) Iwan, D. W. "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.8, pp.375-388, 1980.
- 62) 日本建築学会 : 建築物荷重指針・同解説, 2015.
- 63) 梅村 魁, 大沢 胖, 松島 豊 : 各種地盤に対する応答スペクトルに関する研究, 総合試験所年報, 第 24 年第 2 号, 1966.

- 64) (財)日本センター : 改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説, 1981.
- 65) 国土交通省住宅局建築指導課 他 : 2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説, 2001.3.
- 66) 秋山 宏 : 建築物の耐震極限設計, 第 2 版, 東京大学出版会, 1987.
- 67) Hanson, R. D. and Jeong, S. M. "Design Procedure Utilizing Supplemental Energy Dissipation Devices for Improved Building Performance," *Proc. 5th U.S. Nat'l Conference on Earthquake Engineering*, pp.517-526, 1994.
- 68) 鎌田丈史, 福和伸夫, 飛田 潤 : 応答スペクトルの減衰補正係数と地震動特性の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.185-186, 2002.8.
- 69) Mori, Y. and Maruyama, Y. "Seismic Structural Demands Taking Accuracy of Response Estimation into Account," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.36, pp.1999-2020, 2007.5.
- 70) Kurama1, C. Y. and Farrow, T. K. "Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp.2425-2450, 2003.
- 71) Melchers, R.E., *Structural Reliability Analysis and Prediction - Second Edition*, West Sussex, UK:John Wiley and Sons, 1999.5.
- 72) Turkstra, C.J. and Madsen, H.O. "Load Combinations in Codified Structural Design," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.106, No.ST12, pp.2527-2543, 1980.12.
- 73) 日本建築学会 : 建築物の限界状態設計指針, 2002.11.
- 74) Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J. "Structural Reliability Theory and Its Applications," Springer-Verlag, 1986.1.
- 75) 坂本 順, 森 保宏, 関岡孝繕 : 離散高速フーリエ変換による確率解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第 472 号, pp.39-45, 1995.6.
- 76) 坂本 順, 河野 守, 間瀬直人 : 非正規多変数信頼性解析における Rackwitz-Fiessler 法の精度に関する考察, 日本建築学会東海支部研究報告集, pp.81-84, 1986.2.

-
- 77) 河野 守, 坂本 順 : 非正規多変数の近似信頼性解析法の精度, 日本鋼構造協会, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, pp.34-39, 1986.7.
- 78) 鈴木基行 : 構造物信頼性設計法の基礎, 鹿島出版会, 2010.
- 79) 柴田明德 : 確率的手法による構造安全性の解析, 森北出版, 2011.
- 80) Ma, H. F. and Ang, A.H.S. "Reliability Analysis of Redundant Ductile Structural Systems," *Structural Research Series*, No. 494, Univ. of Illinois, 1983.
- 81) Ang, A.H.S., Abdelnour, J. and Chaker, A. A. "Analysis of Activity Networks under Uncertainty," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.101(4), pp.373-387, 1975.
- 82) Roesset, J. M., Whitman, R. V. and Dobry, R. "Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction," *Proc. of ASCE*, Vol.99, No.ST3, pp.399-416, 1973.
- 83) 石山祐二 : 種々の建物に対する地震層せん断力の分布とベースシヤール係数, 日本建築学会構造系論文集, 第 439 号, pp.65-72, 1992.9.
- 84) K-NET, <<http://www.kyoshin.bosai.go.jp>> , accessed 2019.11.
- 85) 大崎順彦 : 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版社, 1994.
- 86) 松本英敏 : 東日本大震災 (速報), 熊本大学工学部技術部年次報告集, pp.135-136, 2011.
- 87) 姜 在道, 森 保宏 : 確率的耐震性能評価に用いる模擬地震動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.7-8, 2014.9.
- 88) 宋 文娟, 古川大志, 森 保宏, 姜 在道 : 鋼構造骨組に組み込まれた履歴ダンパーの累積塑性変形倍率評価法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.943-944, 2019.9.
- 89) 梶川久光, 岡田由佳, 野口弘行 : スリップ型復元力特性を有する 1 質点系弾塑性構造における地震最大応答予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 660 号, pp.353-362, 2011.2.
- 90) 渡部 丹, 藤堂正喜 : 設計用模擬地震動に関する研究 -その 2 模擬地震動の作成に必要な地震動特性についての解析-, 日本建築学会論文報告集, 第 312 号, pp.63-71, 1982.
- 91) 安中 正, 山崎文雄, 片平冬樹 : 気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案, 第 24 回地震工学研究発表会公園論文集, pp.161-164, 1997.

- 92) Baker, J.W. and Jayaram, N. "Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models," *Earthquake Spectra*, Vol.24, No.1, pp.299-317, 2008.2.
- 93) Baker, J.W. "Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection," *Journal of Structural Engineering*, Vol.137, No.3, pp.322-331, 2011.
- 94) Mori, Y., Kojima, S. and Ibuki, K. "Probabilistic Hazard Model of Inelastic Response of SDOF System Based on Equivalent Linearization Technique," *Application of Probability & Statistics in Civil Engineering*, 8pp., 2011.8. (CD-ROM)
- 95) Mori, Y., Tajiri, H. and Mizutani, Y. "Practical Method for Load and Resistance Factors Using Shifted Lognormal Approximation," *Proc. of ICOSSAR2017*, pp.664-673, 2017.8.
- 96) Shinozuka, M. "Monte Carlo solution of structural dynamics," *Computers & Structures*, 2(5), pp.855-874, 1972.
- 97) Tajimi, H. "A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake," *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, 11, 1960.
- 98) Clough, R. W. and Penzien, J. "Dynamics of structures," McGrawHill, 1975.
- 99) Monti, G., Nuti, C. and Pinto, P.E. "Nonlinear response of bridge under multi-support excitation," *Journal of Structural Engineering*, Vol.122, pp.1147-1159, 1996.
- 100) 岡野 創, 石田 寛, 加藤研一 : 地震動予測式の残差の周期間相関に関する理論的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 号, pp.1617-1624, 2010.9.
- 101) 大崎順彦, 岩崎良二, 大川 出, 政尾 享 : 地震波の位相特性とその応用に関する研究, 日本地震工学シンポジウム論文集, 第 5 号, pp.201-208, 1978.
- 102) 沢田 勉, 永江正宏, 平尾 潔 : 位相差分による地震動継続時間の定義とその統計解析, 土木学会論文集, Vol.368, pp.373-382, 1986.
- 103) 岩田善裕, 桑村 仁 : 鋼構造建築物の耐震性能評価における入力地震動の研究 (その 3 耐震性能評価用模擬地震動), 日本建築学会関東支部研究報告集, 第 73 号, pp.137-140, 2003.

付 録 A 入力地震動について

本研究では入力地震動に観測地震動 219 波と模擬地震動 1200 波を用いている (3.7.1 項)。この入力地震動に関して付録 A では、「個々の観測地震動記録の資料」および観測地震動に施した「基線補正」、また姜・森の提案する「模擬地震動の作成法」について示す。

A.1 個々の観測地震波記録の資料

観測地震動 219 波については観測時期や時期の違いから 5 つの Set に分類しており、この各 Set に対する個々の地震動記録の観測地点名や観測地点の断層からの距離等の資料を Tabel A.1 から Tabel A.5 に示す。

A 入力地震動について

Table A.1 Nearby-Field Set²²⁾

No.	Earthquake Location	Year	Station	Source Mech.	M _w	PGA (m/s/s)	R _{close} (km)	Site Class			Max fcHP (Hz)	Mn fcLP (Hz)	Dir; Filename-Prefix
	*1						*2	USGS	GM	H/F	*4	*5	*6
1	Imperial Valley	1940	El Centro Array #9	SS	7.0	2.04	8.3	C	D	NA	0.20	15	IMPVALL, I-ELC
2	Parkfield	1966	Cholame #5	SS	6.1	3.28	5.3	C	C	NA	0.20	17	PARKF, C05
3			Cholame #8	SS		2.40	9.2	C	B	NA	0.20	20	PARKF, C08
4	Imperial Valley	1979	Aeropuerto Mexicali	SS	6.5	3.50	8.5	C	D	NA	0.05	-	IMPVALL, H-AEP
5			Agrarias	SS		3.05	12.9	-	D	NA	0.05	-	IMPVALL, H-AGR
6			Bonds Corner	SS		7.49	2.5	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-BCR
7			Brawley Airport	SS		1.55	8.5	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-BRA
8			Calexico Fire Station	SS		2.57	10.6	C	D	NA	0.20	40	IMPVALL, H-CXO
9			EC County Center FF	SS		1.76	7.6	C	D	NA	0.10	35	IMPVALL, H-ECC
10			EC Meloland Overpass FF	SS		3.70	0.5	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-EMO
11			El Centro Array #1	SS		1.35	15.5	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E01
12			El Centro Array #4	SS		3.50	4.2	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E04
13			El Centro Array #5	SS		3.68	1.0	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E05
14			El Centro Array #6	SS		4.33	1.0	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E06
15			El Centro Array #7	SS		4.53	0.6	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E07
16			El Centro Array #8	SS		4.59	3.8	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E08
17			El Centro Array #10	SS		4.72	8.6	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-E10
18			El Centro Array #11	SS		3.63	12.6	C	D	NA	0.20	40	IMPVALL, H-E11
19			El Centro Differential Array	SS		4.09	5.3	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-EDA
20			Holtville Post Office	SS		2.53	7.5	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-HVP
21			SAHOP Casa Flores	SS		4.50	11.1	C	C	NA	0.20	-	IMPVALL, H-SHP
22			Westmorland Fire Sta	SS		0.75	15.1	C	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-WSM
23	Coalinga	1983	Pleasant Valley P.P. - bldg	RV/OB	6.4	3.73	8.5	-	D	H	0.20	20	COALINGA, H-PVP
24			Pleasant Valley P.P. - yard	RV/OB		5.86	8.5	-	D	H	0.20	31	COALINGA, H-PVY
25	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #4	SS	6.2	3.47	12.8	C	D	NA	0.10	25	MORGAN, G04
26			Gilroy Array #7	SS		1.32	14.0	C	B	NA	0.10	30	MORGAN, GMR
27			Halls Valley	SS		3.00	3.4	C	C	NA	0.20	26	MORGAN, HVR
28	Whittier Narrows	1987	Bell Gardens - Jaboneria #	TH	6.0	2.51	9.8	C	D	-	0.25	25	WHITTIER, A-JAB
29			LA - E Vernon Ave #	TH		1.90	10.8	C	D	-	0.18	25	WHITTIER, A-VER
30			La Habra - Briarcliff #	TH		1.81	13.5	C	C	-	0.25	25	WHITTIER, A-BRC
31			West Covina - S Orange #	TH		1.22	10.5	C	B	-	0.23	25	WHITTIER, A-SOR
32	Superstition Hills(B)	1987	El Centro Imp. Co. Cent	SS	6.7	3.02	13.9	C	D	NA	0.10	38	SUPERST, B-ICC
33			Westmorland Fire Sta	SS		2.06	13.3	C	D	NA	0.10	35	SUPERST, B-WSM
34	Loma Prieta	1989	Capitola	RV/OB	6.9	3.65	14.5	C	C	-	0.20	40	LOMAP, CAP
35			Gilroy - Historic Bldg.	RV/OB		2.76	12.7	-	D	F	0.20	38	LOMAP, GOF
36			Gilroy Array #2	RV/OB		3.98	12.7	C	D	-	0.20	31	LOMAP, G02
37			Gilroy Array #3	RV/OB		5.22	14.4	C	D	-	0.10	33	LOMAP, G03
38	Erzincan, TURKEY	1992	Erzincan	SS	6.9	4.78	2.0	C	D	NA	0.10	-	ERZKAN, ERZ
39	Northridge	1994	Canoga Park - Topanga Can	TH	6.7	3.68	15.8	C	D	-	0.05	30	NORTHR, CNP
40			Canyon Country - W Lost Cany	TH		4.57	13.0	C	D	-	0.10	30	NORTHR, LOS
41			Jensen Filter Plant #	TH		3.85	6.2	C	D	-	0.20	-	NORTHR, JEN
42			Newhall - Fire Sta #	TH		7.10	7.1	C	D	-	0.12	23	NORTHR, NWL
43			Northridge - 17645 Saticoy St	TH		4.05	13.3	C	D	-	0.10	30	NORTHR, STC
44			Rinaldi Receiving Sta #	TH		8.69	7.1	C	C	-	-	-	NORTHR, RRS
45			Sepulveda VA #	TH		7.08	8.9	C	D	-	0.10	-	NORTHR, SPV
46			Sun Valley - Roscoe Blvd	TH		2.92	12.3	C	D	-	0.10	30	NORTHR, RO3
47			Sylmar - Converter Sta #	TH		5.82	6.2	C	D	-	-	-	NORTHR, SCS
48			Sylmar - Converter Sta East #	TH		4.35	6.1	C	D	-	-	-	NORTHR, SCE
49			Sylmar - Olive View Med FF #	TH		7.18	6.4	C	D	-	0.12	23	NORTHR, SYL
50	Parkfield	1966	Cholame #12	SS	6.1	5.75	14.7	B	B	NA	0.20	20	PARKF, C12
51			Temblor pre - 1969	SS		3.64	9.9	B	A	NA	0.20	15	PARKF, TMB
52	Santa Barbara	1978	Santa Barbara Courthouse	RV/OB	6.0	1.74	14.0	B	D	H	0.10	26	SBARB, SBA
53	Imperial Valley	1979	Parachute Test Site	SS	6.5	1.32	14.2	B	D	NA	0.10	40	IMPVALL, H-PTS
54	Morgan Hill	1984	Anderson Dam (Downstream)	SS	6.2	4.29	2.6	B	D	NA	0.10	30	MORGAN, AND
55			Gilroy Array #6	SS		2.44	11.8	B	B	NA	0.10	27	MORGAN, G06
56	N. Palm Springs	1986	Fun Valley	RV/OB	6.0	1.51	15.8	B	C	-	0.25	35	PALMSPR, FVR
57			Morongo Valley	RV/OB		2.13	10.1	B	C	H	0.08	50	PALMSPR, MVH
58			North Palm Springs	RV/OB		6.57	8.2	B	D	H	0.23	20	PALMSPR, NPS
59	Whittier Narrows	1987	Garvey Res. - Vontrol Bldg	TH	6.0	2.83	12.1	-	B	H	0.20	40	WHITTIER, A-GRV
60	Superstition Hills(B)	1987	Parachute Test Site	SS	6.7	4.11	0.7	B	D	NA	0.12	20	SUPERST, B-PTS
61	Loma Prieta	1989	Corralitos	RV/OB	6.9	4.74	5.1	B	B	F	0.20	40	LOMAP, CLS
62			Gilroy - Gavian Coll.	RV/OB		2.88	11.6	B	B	-	0.20	35	LOMAP, GIL
63			Saratoga - Aloha Ave	RV/OB		3.56	13.0	B	D	-	0.10	38	LOMAP, STG
64			Saratoga - W Valley Coll.	RV/OB		3.95	13.7	B	D	-	0.10	38	LOMAP, WVC
65	Landers	1992	Joshua Tree #	SS	7.3	2.89	11.6	B	C	NA	0.07	23	LANDERS, JOS
66	Northridge	1994	Arieta - Nordhoff Fire Sta #	TH	6.7	2.32	9.2	B	D	-	0.12	23	NORTHR, ARL
67			LA - UCLA Grounds	TH		3.29	14.9	B	-	-	0.08	25	NORTHR, UCL
68			N. Hollywood - Coldwater Can	TH		3.12	14.6	B	C	-	0.10	30	NORTHR, CWC
69			Newhall - W. Pico Canyon Rd.	TH		4.17	7.1	B	C	-	0.10	30	NORTHR, WPI
70			Pacoima Dam (downstr) #	TH		4.89	8.0	-	B	-	0.16	23	NORTHR, PAC
71			Pacoima Kagel Canyon #	TH		5.15	8.2	B	B	-	0.14	23	NORTHR, PKC
72	Kobe, JAPAN	1995	KJMA	SS	6.9	8.37	0.6	B	B	NA	0.05	-	KOBE, KJM
73	Tabas, IRAN	1978	Tabas	TH	7.4	7.84	3.0	-	C	F	0.05	-	TABAS, TAB

*1 unless noted otherwise, earthquake locations are in California

*2 distances marked with a * are hypocentral instead of closest distances

*3 earthquake recordings on NEHRP site class D are listed first (above dividing line), followed by NEHRP site class C

*4 earthquake recorded on hanging wall (H) or foot wall (F), if applicable

*5 maximum/minimum of two original (i.e., unrotated) horizontal components

*6 ID's noted (in parentheses) for "pulsive" earthquake records (i.e., acc. to Alavi & Krawinkler, 1999)

Table A.2 Common Set

No.	name	filename	Year	M	PGA (m/s/s)	Time (s)
74	BCJL2	BCJL			3.44	120.00
75	El Centro - EW	ELEW	1940	7.0	2.10	53.47
76	El Centro - NS	ELNS			3.42	53.75
77	Hachinohe - EW	HAEW	1968	7.8	1.83	35.98
78	Hachinohe - NS	HANS			2.24	35.98
79	Miyagi - EW	MIEW	1978	7.4	2.03	40.87
80	Miyagi - NS	MINS			2.58	40.87
81	Taft - EW	TAEW	1952	7.7	1.76	54.31
82	Taft - NS	TANS			1.53	54.31

Table A.3 Kobe Set

No.	Filename	Station	PGA (m/s/s)	Time (s)
83	Famc	関西地震連絡協議会	3.45	44.00
84	Fekb	震災予防協会	4.05	35.01
85	Ffka	震災予防協会	8.28	21.10
86	Fkb3	震災予防協会	3.28	24.99
87	Fkbu	関西地震連絡協議会	3.22	29.50
88	Fkob	震災予防協会	8.49	32.10
89	Fkoj	震災予防協会	5.09	15.01
90	Fprl	関西地震連絡協議会	6.80	22.01
91	Frki	積水ハウス	3.68	30.01
92	Ftkk	鉄道総合技術研究所	7.41	25.01
93	Ftzk	鉄道総合技術研究所	6.38	20.01

Table A.4 Recent Set

No.	Earthquake Location	Date	Station	Station Code	Mw	PGA (gal)	Rclose (km)	Time (s)	Filename	
94	十勝沖地震 - 本震	2003/9/26	広尾	HKD100	8.0	810.0	84	299.09	T3HR_NS	海溝型地震
95						972.6			T3HR_EW	
96			直別	HKD086		738.6	120	234.29	T3NO_NS	
97						784.9			T3NO_EW	
98			釧路	HKD077		311.2	136	196.27	T3KS_NS	
99						407.2			T3KS_EW	
100	十勝沖地震 - 余震	2003/9/26	浦河	HKD109	7.1	591.8	92	129.09	TSUR_NS	
101						408.8			TSUR_EW	
102			広尾	HKD100		425.9	71	188.00	TSHR_EW	
103	十勝沖地震 - 本震	2004/11/29	千歳	HKD184	7.1	129.8	210	176.93	TSCT_NS	
104			納沙布	HKD074		493.4	66	148.39	T4NS_NS	
105						550.2			T4NS_EW	
106			厚床	HKD071		272.1	37	159.99	T4AT_NS	
107						415.7			T4AT_EW	
108	紀伊半島沖地震 - 本震	2004/9/5	名張	MIE008	7.4	165.5	190	246.00	KFNB_EW	活断層による地震
109	宮城県北部地震	2003/7/26	石巻	MYG010	6.2	249.8	10	299.81	M3IS_NS	
110						195.6			M3IS_EW	
111	新潟県中越地震 - 本震	2004/10/23	十日町	NIG021	6.8	1715.5	21	299.99	NFTO_NS	
112						849.6			NFTO_EW	
113			小千谷	NIG019		1147.3	7	299.81	NFOJ_NS	
114						1307.9			NFOJ_EW	
115			小出	NIG020		512.4	11	299.85	NFKI_NS	
116	新潟県中越地震 - 余震1	2004/10/23			6.5	407.4			NFKI_EW	
117			十日町	NIG021		815.5	26	299.81	NSTO_NS	
118						811.3			NSTO_EW	
119			小出	NIG020		526.6	9	299.81	NSKI_NS	
120						524.0			NSKI_EW	
121	新潟県中越地震 - 余震2	2004/10/27	長岡	NIG017	6.0	224.8	17	299.81	NSNG_NS	
122						325.3			NSNG_EW	
123			小出	NIG020		523.1	9	299.81	NTKI_NS	
124						387.6			NTKI_EW	
125			小千谷	NIG019		178.3	22	157.29	NTOJ_NS	
126						495.8			NTOJ_EW	
127			長岡	NIG017		228.4	24	153.79	NTNG_NS	
128						359.1			NTNG_ES	

A 入力地震動について

Table A.5 Tohoku Set

No.	Station	Station Code	PGA (gal)	Rclose (km)	Filename	No.	Station	Station Code	PGA (gal)	Rclose (km)	Filename
129	白井	CHB003	462.7	404.2	CHB003_EW	175			416.8		IBR017_NS
130			472.7		CHB003_NS	176	鹿嶋	IBR018	650.5	343.0	IBR018_EW
131	佐倉	CHB007	490.6	395.0	CHB007_EW	177			493.9		IBR018_NS
132			1036.2		CHB007_NS	178	釜石	IWT007	697.1	172.7	IWT007_EW
133	相馬	FKS001	552.3	219.6	FKS001_EW	179			631.5		IWT007_NS
134			619.1		FKS001_NS	180	大東	IWT009	512.1	192.7	IWT009_EW
135	梁川	FKS002	556.9	253.7	FKS002_EW	181			569.9		IWT009_NS
136			477.8		FKS002_NS	182	一関	IWT010	852.1	215.8	IWT010_EW
137	飯舘	FKS004	504.2	241.9	FKS004_EW	183			997.8		IWT010_NS
138			568.4		FKS004_NS	184	北上	IWT012	454.6	235.6	IWT012_EW
139	原町	FKS005	445.2	216.0	FKS005_EW	185			590.7		IWT012_NS
140			734.6		FKS005_NS	186	遠野	IWT013	438.4	202.3	IWT013_EW
141	船引	FKS008	735.7	266.4	FKS008_EW	187	気仙沼	MYG001	426.3	170.4	MYG001_EW
142			1011.8		FKS008_NS	188			412.3		MYG001_NS
143	小野	FKS009	793.2	264.7	FKS009_EW	189	歌津	MYG002	658.0	166.8	MYG002_EW
144			491.9		FKS009_NS	190			642.9		MYG002_NS
145	白河	FKS016	948.8	316.7	FKS016_EW	191	東和	MYG003	781.3	187.4	MYG003_EW
146			1295.1		FKS016_NS	192			570.3		MYG003_NS
147	須賀川	FKS017	492.9	292.3	FKS017_EW	193	築館	MYG004	1268.5	217.1	MYG004_EW
148			672.5		FKS017_NS	194			2699.9		MYG004_NS
149	郡山	FKS018	1069.3	289.4	FKS018_EW	195	古川	MYG006	571.5	218.4	MYG006_EW
150			745.5		FKS018_NS	196			444.1		MYG006_NS
151	二本松	FKS019	403.5	275.9	FKS019_EW	197	豊里	MYG007	650.9	188.2	MYG007_EW
152	会津若松	FKS023	421.0	333.8	FKS023_EW	198			568.0		MYG007_NS
153			450.8		FKS023_NS	199	大和	MYG009	548.0	223.8	MYG009_EW
154	川内	FKS031	407.8	244.0	FKS031_EW	200			450.5		MYG009_NS
155			451.5		FKS031_NS	201	石巻	MYG010	458.2	180.7	MYG010_NS
156	高萩	IBR002	588.1	286.2	IBR002_EW	202	牡鹿	MYG011	688.2	154.2	MYG011_EW
157			524.7		IBR002_NS	203			921.0		MYG011_NS
158	日立	IBR003	1185.9	298.9	IBR003_EW	204	塩竈	MYG012	1969.2	207.3	MYG012_EW
159			1597.6		IBR003_NS	205			758.4	207.3	MYG012_NS
160	大宮	IBR004	1006.8	323.0	IBR004_EW	206	仙台	MYG013	982.3	216.6	MYG013_EW
161			1283.1		IBR004_NS	207			1517.2		MYG013_NS
162	笠間	IBR005	595.8	349.1	IBR005_EW	208	作並	MYG014	418.3	249.4	MYG014_EW
163			967.4		IBR005_NS	209			495.5		MYG014_NS
164	水戸	IBR006	786.5	330.5	IBR006_EW	210	岩沼	MYG015	410.7	222.4	MYG015_NS
165			778.9		IBR006_NS	211	白石	MYG016	406.0	250.1	MYG016_NS
166	那珂湊	IBR007	512.3	318.9	IBR007_EW	212	黒磯	TCG001	411.6	335.3	TCG001_EW
167			545.9		IBR007_NS	213	今市	TCG009	1185.8	382.1	TCG009_EW
168	下妻	IBR010	408.3	386.6	IBR010_EW	214			1016.9		TCG009_NS
169	鉾田	IBR013	1070.3	341.5	IBR013_EW	215	小山	TCG012	419.6	395.6	TCG012_EW
170			1354.6		IBR013_NS	216	真岡	TCG013	422.2	366.3	TCG013_EW
171	土浦	IBR014	496.2	373.0	IBR014_EW	217			413.7		TCG013_NS
172	取手	IBR016	516.7	396.7	IBR016_EW	218	茂木	TCG014	1204.6	345.8	TCG014_EW
173			469.7		IBR016_NS	219			711.3		TCG014_NS
174	江戸崎	IBR017	411.9	370.5	IBR017_EW						

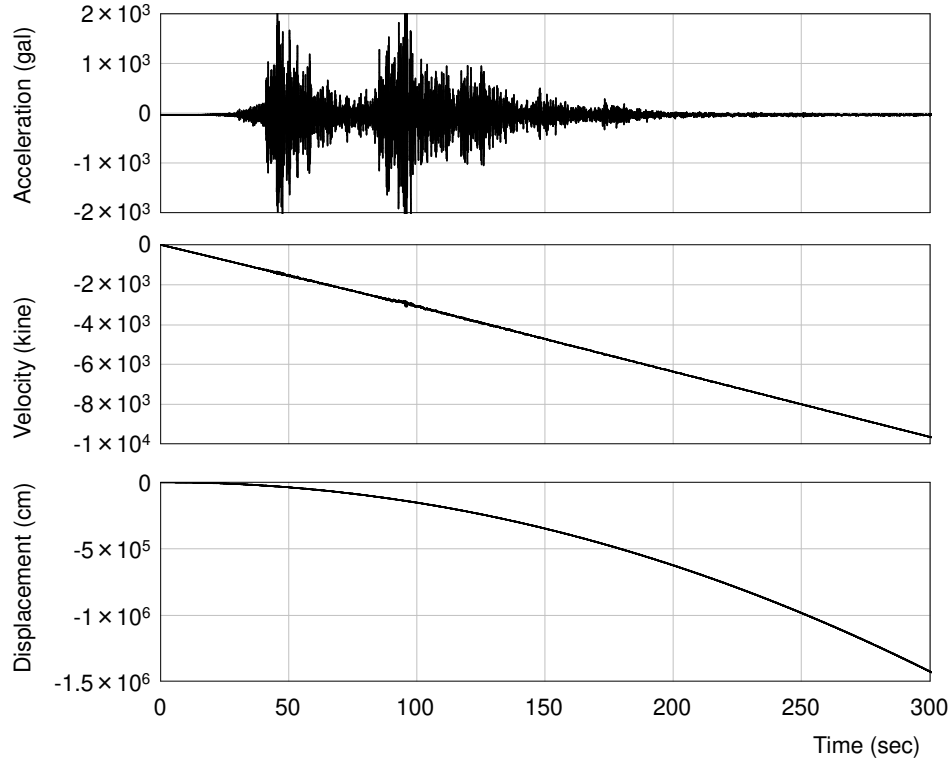


Fig. A.1 Ground motion acceleration, velocity and displacement record (Original)

A.2 観測地震波の基線補正

継続時間 t_d の地震動では、本来ならば地震発生から t_d 秒後に地面の動きがおさまる。しかしながら、実際に観測された地動加速度記録は、強震により加速度計自体が接地面に対して傾く、あるいは移動することにより、加速度波形 $\ddot{y}(t)$ を積分して速度 $\dot{y}(t)$ や変位 $y(t)$ を求めると、Fig. A.1 のように、速度および変位は不可解な挙動をとり、それらのオーダーは現実的ではない数値となることがある。そこで大崎らはこれを補正する手法として加速度波形の基線を調整することで時刻 t_d における速度応答を 0 にする方法を提案している⁸⁵⁾。以下にその概要を示す。

変位、速度、および加速度の修正値 $\hat{y}(t)$, $\hat{\dot{y}}(t)$, $\hat{\ddot{y}}(t)$ が、それぞれ (A.1), (A.2), (A.3) 式で表されると仮定する。

$$\hat{y}(t) = y(t) - \left(\frac{1}{2}a_0t^2 + \frac{1}{6}a_1t^3 \right) \quad (\text{A.1})$$

$$\hat{\dot{y}}(t) = \dot{y}(t) - \left(\frac{1}{2}a_0t + \frac{1}{2}a_1t^2 \right) \quad (\text{A.2})$$

$$\hat{\ddot{y}}(t) = \ddot{y}(t) - (a_0t + a_1t) \quad (\text{A.3})$$

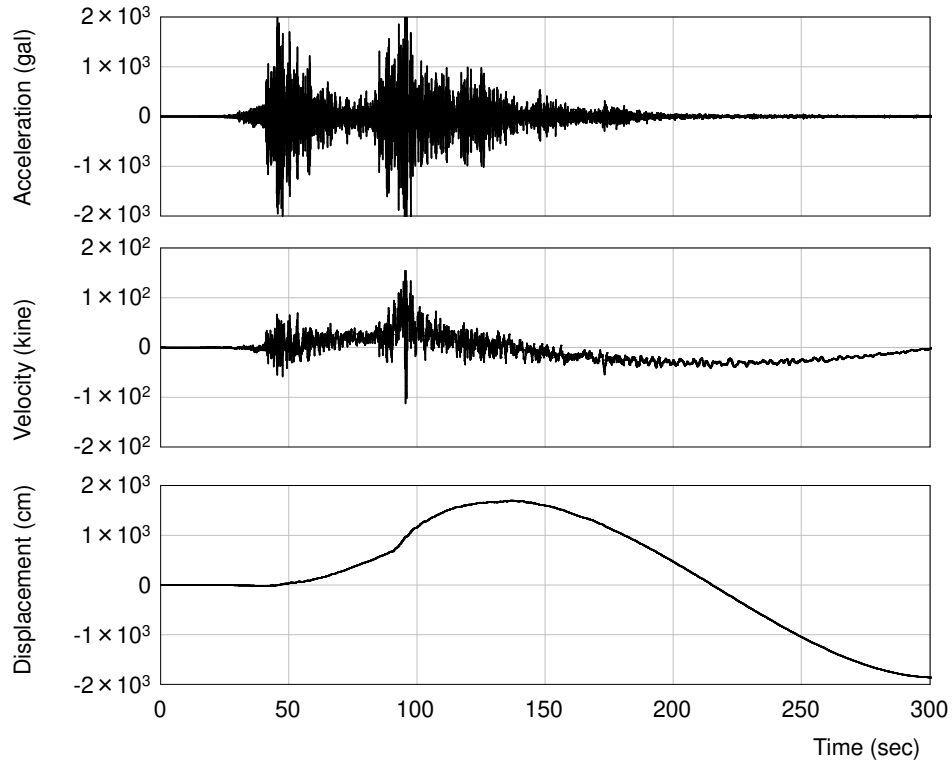


Fig. A.2 Ground motion acceleration, velocity and displacement record (After baseline correction)

速度が地動終了時刻 t_d に 0 とすれば,

$$\hat{y}(t_d) = \dot{y}(t_d) - \left(a_0 t_d + \frac{1}{2} a_1 t_d^2 \right) = 0 \quad (\text{A.4})$$

となり, これを a_0 について解くと次式が得られる。

$$a_0 = \frac{\dot{y}(t_d)}{t_d} - \frac{a_1 t_d}{2} \quad (\text{A.5})$$

また, (A.5) 式より次式が得られる。

$$\frac{da_0}{da_1} = -\frac{t_d}{2} \quad (\text{A.6})$$

また, 時刻 t_d における残留変形が現実的でない値となることを避けるために, (A.1) 式中の 3 次の多項式 $a_0 t^2/2 + a_1 t^3/6$ を曲線 $y(t)$ に近似させる。すなわち, 最小二乗法により,

$$\epsilon = \int_0^{t_d} \left[y(t) - \left(\frac{1}{2} a_0 t^2 + \frac{1}{6} a_1 t^3 \right) \right]^2 dt \frac{d\epsilon}{da_1} \quad (\text{A.7})$$

として ϵ を定義した上で, $d\epsilon/da_1 = 0$ とする。これと (A.5), (A.6) 式から, a_1 が次式のように表される。

$$a_1 = \frac{28}{13} \cdot \frac{1}{t_d^2} \left[2\dot{y}(t_d) - \frac{15}{t_d^2} \int_0^{t_d} y(t)(3t_d t^2 - 2t^3) dt \right] \quad (\text{A.8})$$

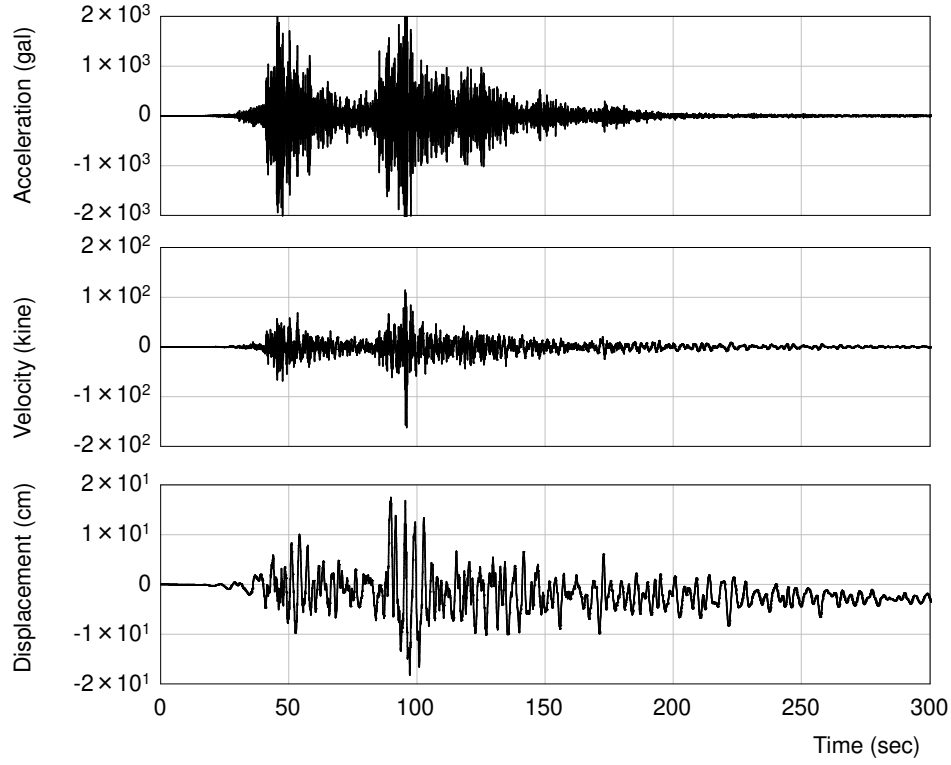


Fig. A.3 Ground motion acceleration, velocity and displacement record (After baseline correction + Low cut filter)

また Fig. A.2 に示すように、基線補正後にも低振動数成分の影響が残り、変位波形のオーダーが現実的でない値となる加速度記録が見受けられたため、本研究では上記の大崎の手法に加え、周波数領域において以下に示すローカットフィルターを施した。

$$H(f) = \frac{1}{1 - (f_0/f)^2 - 2h(f_0/f)i} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + (f_1/f)^2}} \quad (\text{A.9})$$

ここに、 $h = 0.552$, $f_0 = 0.05$ (Hz), $f_1 = 0.001$ (Hz)。

(A.9) 式を用い、ローカットフィルターを施した加速度波形は次式で表される。

$$A(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H(if) \cdot F(if) e^{i2\pi ft} df \quad (\text{A.10})$$

ここに、 $F(if) = \int_{-\infty}^{\infty} \hat{y}(t) e^{-i2\pi ft} dt$ 。

Fig. A.3 に基線補正とローカットフィルターを施した加速度、および速度、変位波形を示す。速度波形は、元の波形で見られたような挙動は示しておらず、変位波形も現実的な値となっている。

A.3 模擬地震波の作成法

地震動の時刻歴加速度波形 $\ddot{y}(t)$ は、フーリエ振幅スペクトルを二乗して継続時間で除すことで求まるパワースペクトル密度を用い次式で表すことができる⁹⁶⁾。

$$\ddot{y}(t) = \sum_{i=1}^{N/2} \sqrt{2S(\omega_i)\Delta\omega} \cdot \cos(\omega_i t - \phi_i) \quad (\text{A.11})$$

ここに、 $S(\omega_i)$ と ϕ_i はそれぞれ i 次のパワースペクトル密度とフーリエ位相スペクトル、 ω_i は i 次の円振動数、 $\Delta\omega = 2\pi/(N \Delta t)$ 、 N は離散化された時刻歴波形のデータ数、 Δt は地震動の時間刻みである。

$S(\omega_i)$ は地盤条件によって異なるものであり⁹⁷⁾、このことを考慮したパワースペクトル密度が金井・多治見によって提案されている⁹⁸⁾。

$$S(\omega; \omega_g) = \frac{1 + 4h_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4h_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4h_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} S_0(\omega_g) \quad (\text{A.12})$$

ここに、 ω は円振動数、 ω_g は地盤の卓越円振動数であり、 ω_f 、 h_g 、 h_f はいずれもスペクトル形状を表現するためのパラメータである。また $S_0(\omega_g)$ はスペクトル強度であり、次式から求められる。

$$S_0(\omega_g) = \frac{1}{(P(\omega_g))^2 \cdot \text{Var}^*(\omega_g)} \quad (\text{A.13})$$

ここに、 $\text{Var}^*(\omega_g) = \int_{-\infty}^{\infty} S(\omega; \omega_g)/S_0(\omega_g) d\omega$ 。また、 $P(\omega_g)$ はピークファクターであり、次式から求められる⁹⁹⁾。

$$P(\omega_g) = \sqrt{2 \ln \left(\frac{2.8 \cdot \Omega(\omega_g) \cdot t_d}{2\pi} \right)} \quad (\text{A.14})$$

ここに、 t_d は地震動の継続時間である。また $\Omega(\omega_g)$ は次式で与えられる。

$$\Omega(\omega_g) = \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 S(\omega; \omega_g) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} S(\omega; \omega_g) d\omega}} \quad (\text{A.15})$$

姜・森の手法で用いられている ω_g 、 ω_f 、 h_g 、 h_f 、 $\text{Var}^*(\omega_g)$ 、 $\Omega(\omega_g)$ の値を地盤種別毎に Table A.6 に示す。

Table A.6 Parameter of power spectral density

Soil type	ω_g	ω_f	h_g	h_f	$\text{Var}^*(\omega_g)$	$\Omega(\omega_g)$
Hard soil	15	1.5	0.6	0.6	184.111	46.276
Medium soil	10	1.0	0.4	0.6	125.529	21.963
Soft soil	7.5	0.75	0.3	0.6	104.869	13.1275

姜・森は (A.12) 式を平均パワースペクトル密度とした上で、パワースペクトル密度の平方根が各円振動数で対数標準偏差 0.4 の対数正規分布していると仮定し、応答スペクトルの相関係数が Baker& Jayaram の提案するモデル⁹²⁾ に準拠することを考慮しつつ、相関を有するパワースペクトル密度 $S(\omega_i)$ を次式により評価している。

$$\begin{aligned}
 S(\omega_i) &= \left(\exp \left(\sigma_{\ln S^{1/2}(w)} \cdot X_i + \ln \sqrt{S(\omega_i; \omega_g)} \right) \right)^2 \\
 &= \left(\exp \left(0.4 X_i + \ln \sqrt{S(\omega_i; \omega_g)} \right) \right)^2
 \end{aligned} \tag{A.16}$$

ここに、 X_i は次式の相関を有する正規乱数である¹⁰⁰⁾。

$$\rho_{\ln S^{1/2}(\omega_1), \ln S^{1/2}(\omega_2)} = 1 - 0.4 \cdot |\ln(\omega_2/\omega_1)| \tag{A.17}$$

また、フーリエ位相スペクトルは位相差分スペクトルから得られた位相差分の乱数値を順次足し合わせることで求められる⁸⁵⁾。姜・森は位相差分スペクトルが概ね正規分布に従うとした上で、その平均値、標準偏差を既往研究^{101)・103)}を参照しつつ Table A.7 に示す値に設定している。既往研究⁸⁵⁾によれば、この標準偏差の値によって地震動の包絡形状を制御することができる。なお、Table A.7 には地震動の継続時間も併せて示している。

Table A.7 Parameter of phase differences spectrum

	Intraplate	Interplate
Mean ($\times 2\pi$)	0.5	0.5
Standard deviation ($\times 2\pi$)	0.025	0.075
Duration (s)	40.96	163.84

上記のようにして求めた模擬地震動の一例を Fig. A.4 に示す。Fig. A.4(a) は直下型、(b) は海溝型であり、(1), (2), (3) はそれぞれ硬質、標準、軟弱地盤での地震動である。なお、これらの地震動はいずれも $PGV = 50$ (kine) で基準化し、また直下型、海溝型の地震動の継続時間 t_d はそれぞれ 40.96, 163.84 秒としている。

姜・森の手法により求めた模擬地震動の応答スペクトルの固有周期間の相関係数は Baker& Jayaram の提案するモデルと概ね一致するとされている⁸⁷⁾。

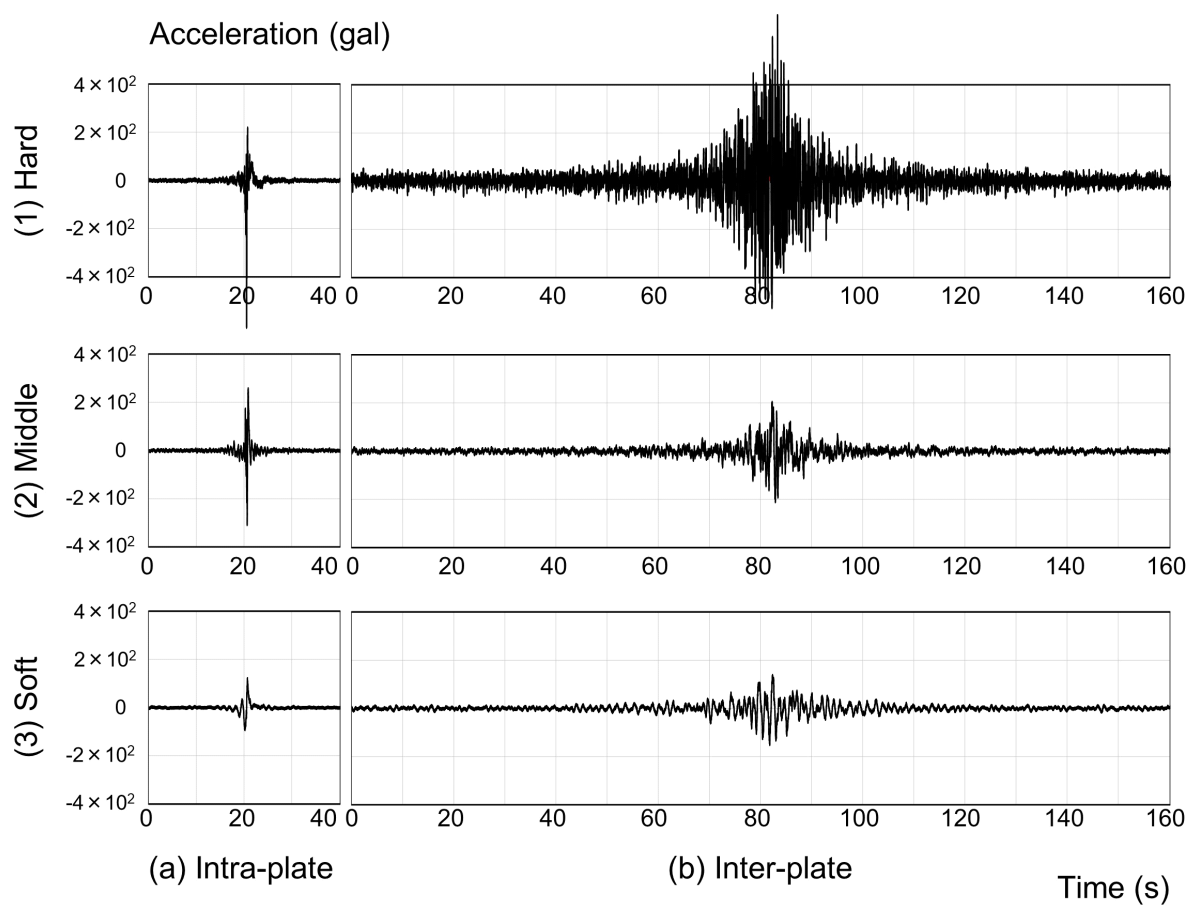


Fig. A.4 Simulated ground motion

付 録 B 履歴ダンパーの設置された鋼構造多層骨組の最大変位応答評価法に関する解析結果

Kang & Mori の提案する IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法（2.3.3 項）とダンパーの塑性化の影響を考慮した高次モード応答の簡易評価法を用いた提案手法（3 章）の応答評価精度を、「 $\kappa = 2.00, 1.00, 0.50, 0.25$ 」, 「 $\nu = 1.00, 0.75, 0.50, 0.25$ 」の計 16 の組み合わせにより復元力特性を設定した履歴ダンパーを有する 12F model を対象として Fig. B.1～Fig. B.32 に示す。なお、図番号が奇数のものは IMP の適応範囲を制振構造物にまで広げた手法（図中には Kang & Mori's method と表記）、偶数のものは提案手法の結果を示す。これらの図は左から (a) Full model, (b) Half model, (c) Odd model であり、上段は全層中の最大層間変形角 $\hat{\theta}$ （縦軸）と時刻歴応答解析から得られる全層中の最大層間変形角 θ （横軸）を両対数軸グラフ上にプロットしたときの回帰直線の一対一の直線からの偏差 a および回帰直線まわりの対数標準偏差 σ （おおよそ変動係数に相当）を示すものである。また下段には層毎の最大層間変形角の偏差 a と対数標準偏差 σ を示す。

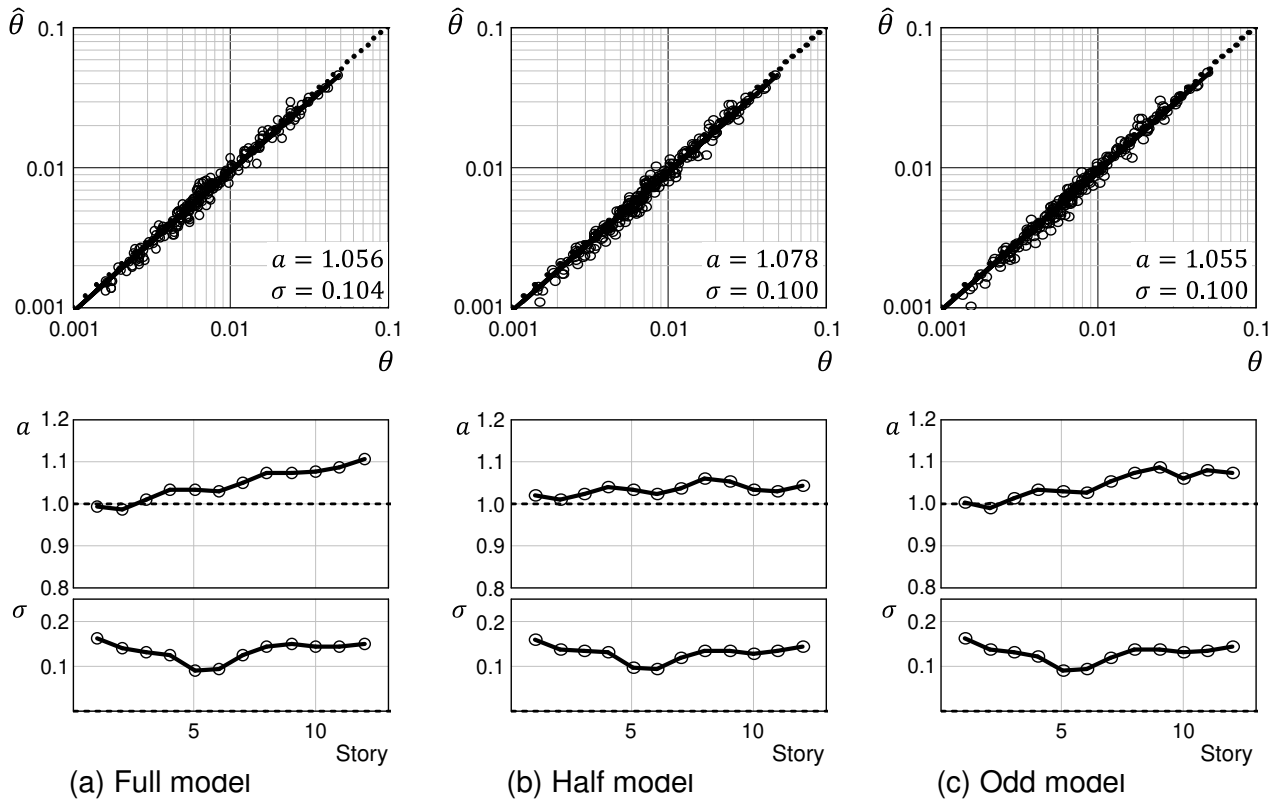


Fig. B.1 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.25, \nu=0.25$)

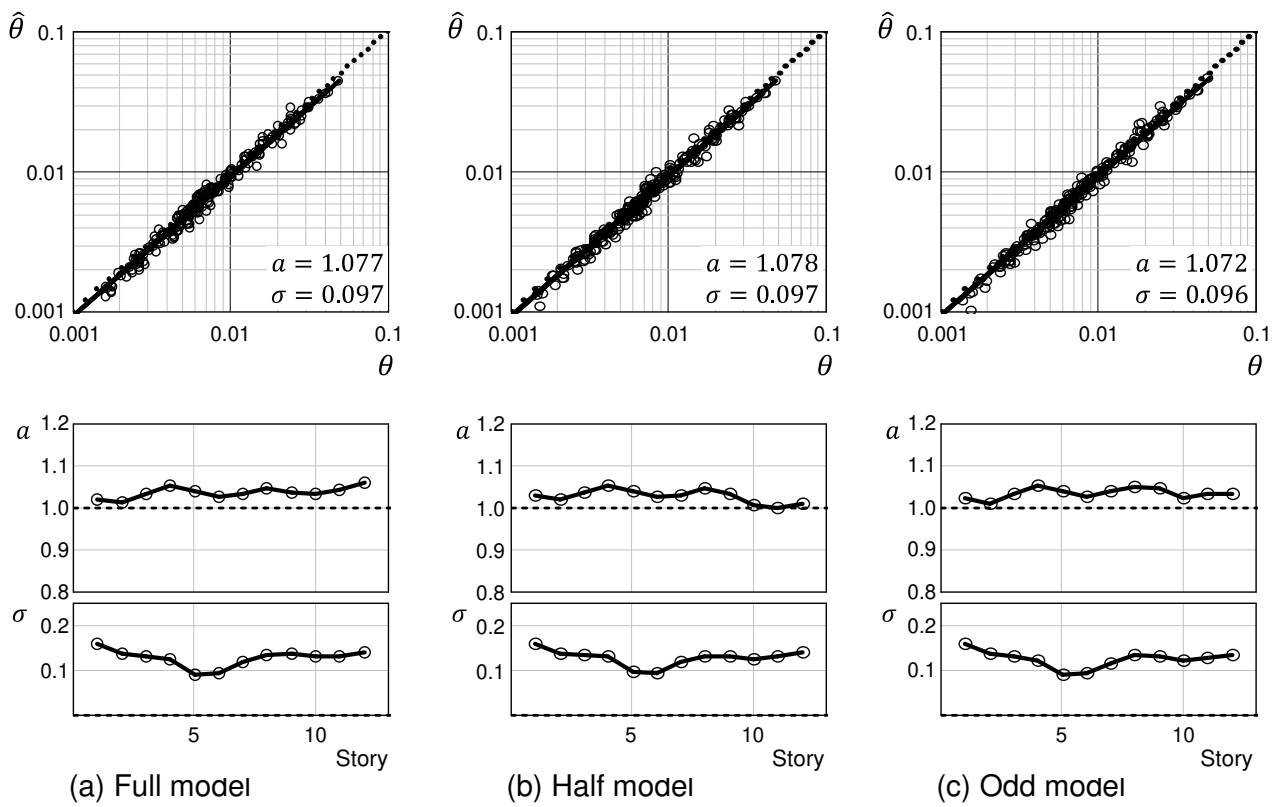


Fig. B.2 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.25, \nu=0.25$)

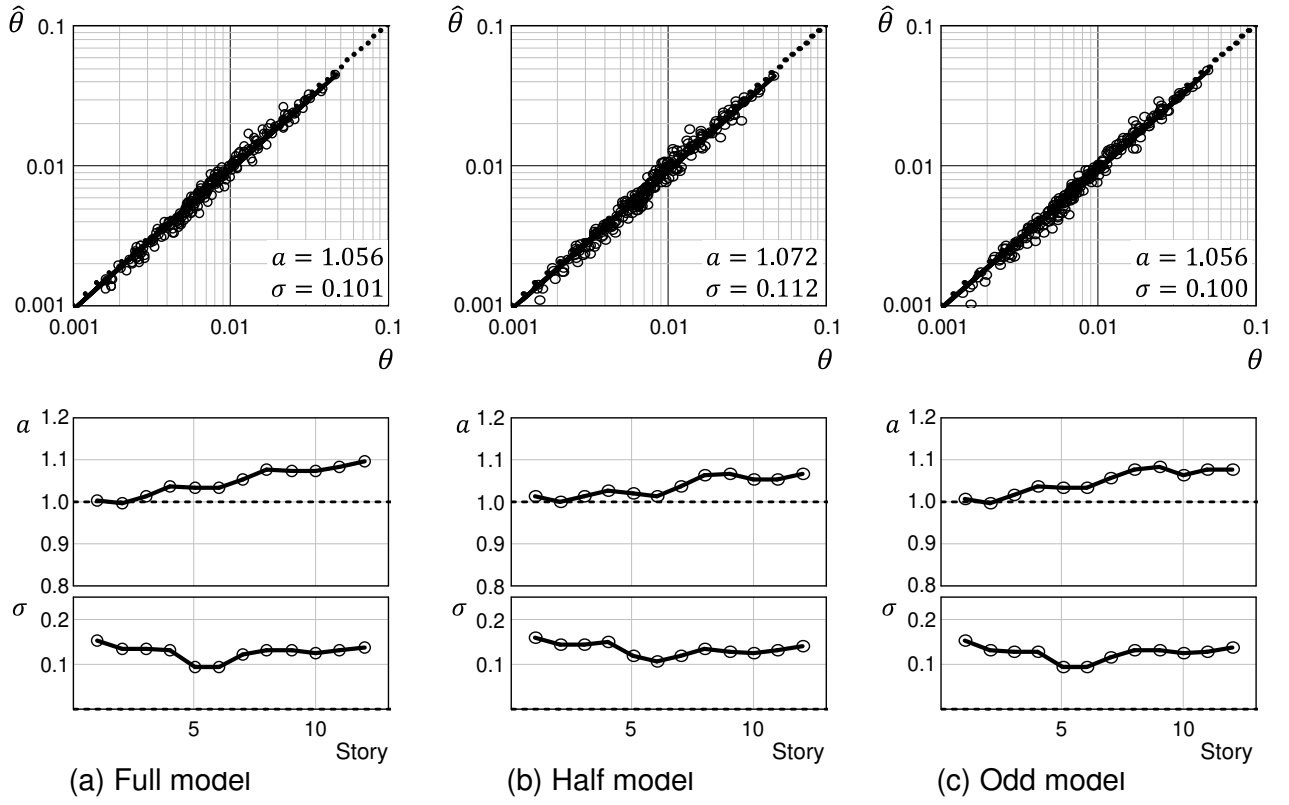


Fig. B.3 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.25$, $\nu=0.5$)

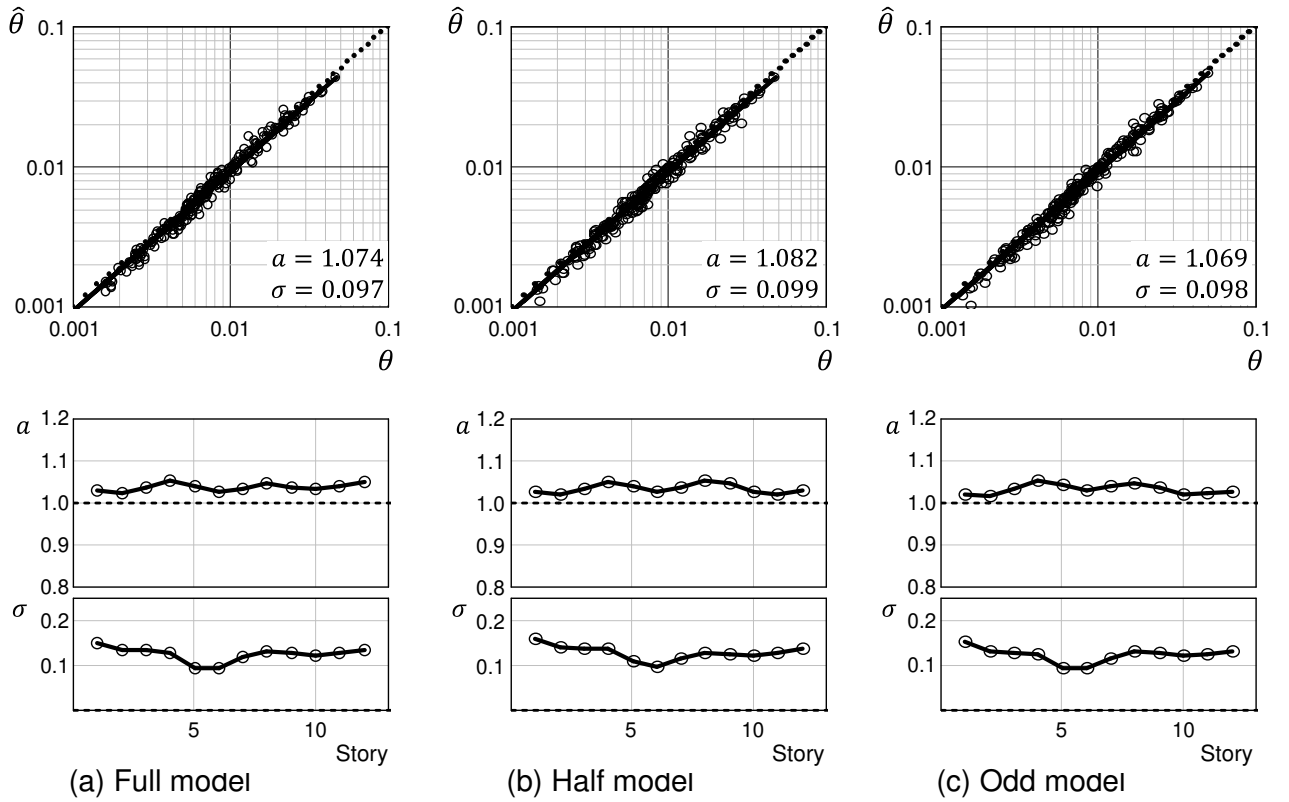


Fig. B.4 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.25$, $\nu=0.5$)

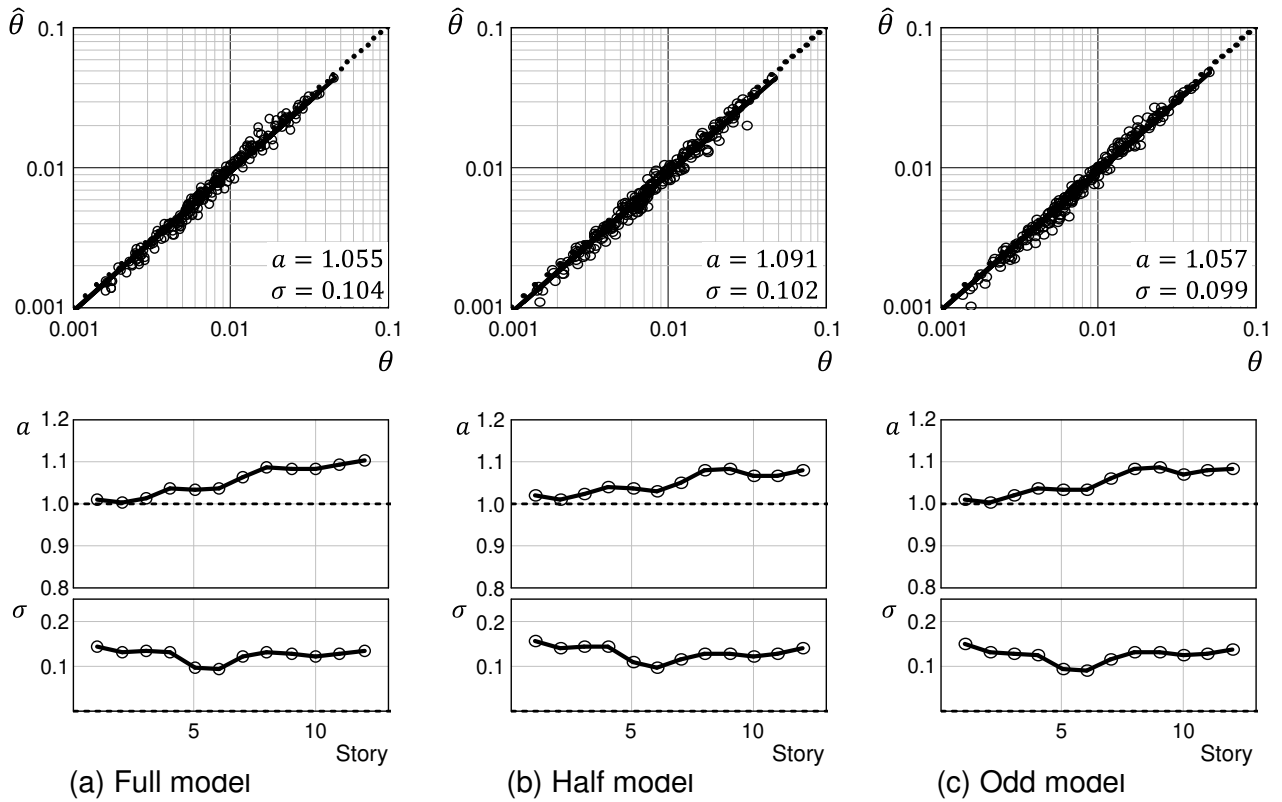


Fig. B.5 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.25$, $\nu=0.75$)

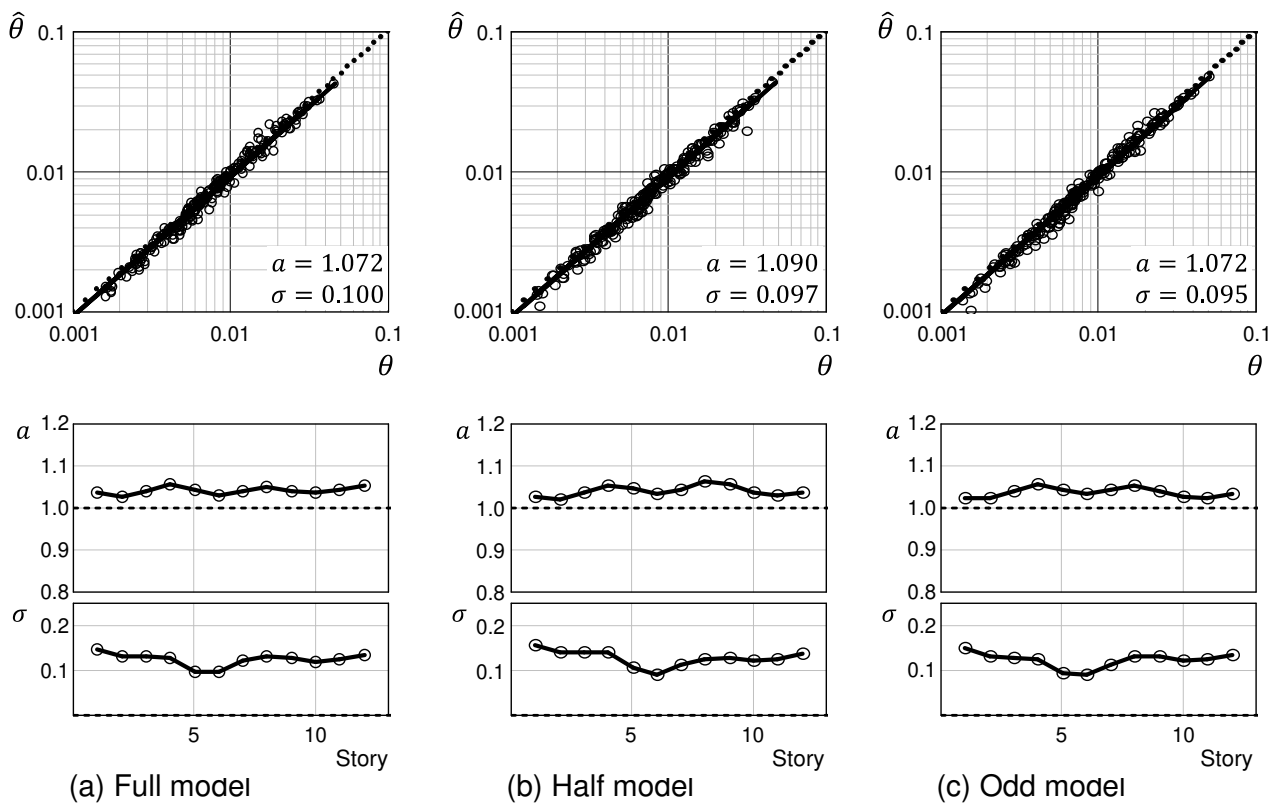


Fig. B.6 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.25$, $\nu=0.75$)

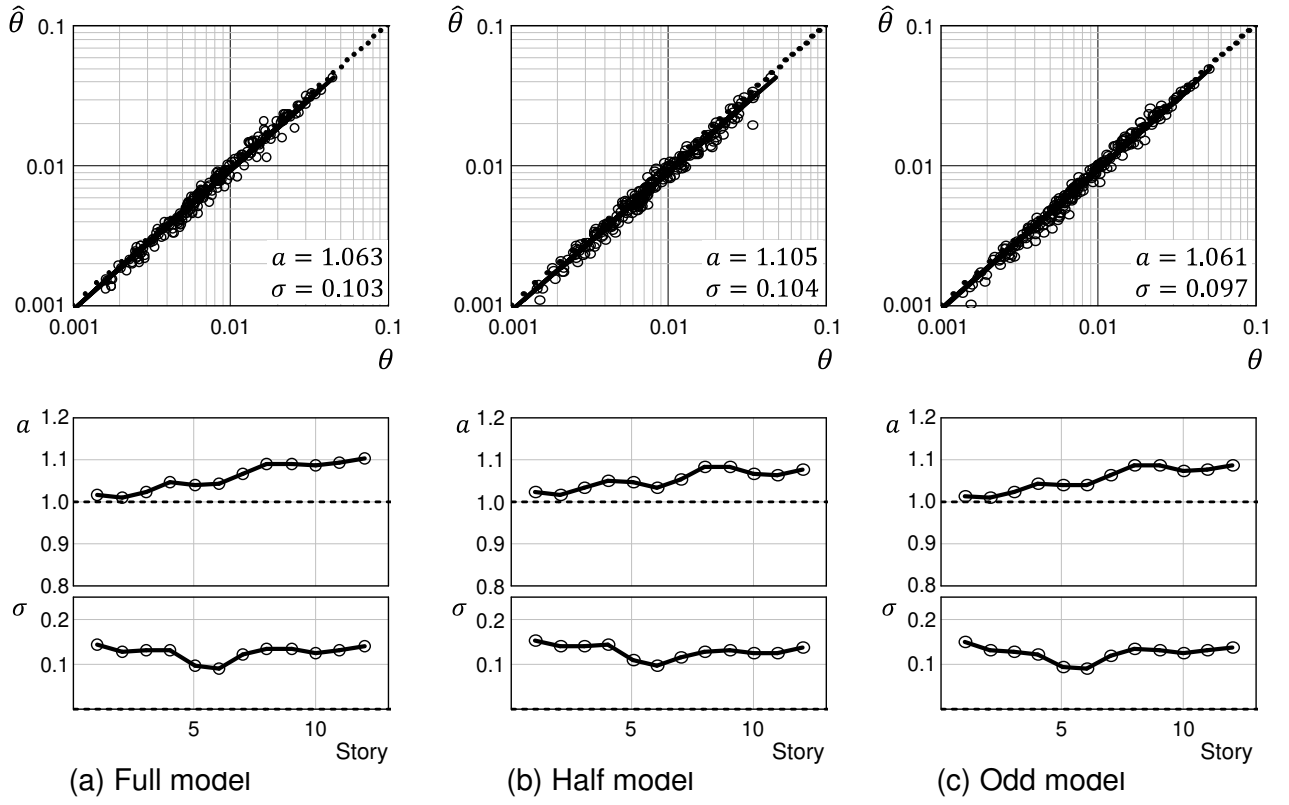


Fig. B.7 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.25$, $\nu=1.0$)

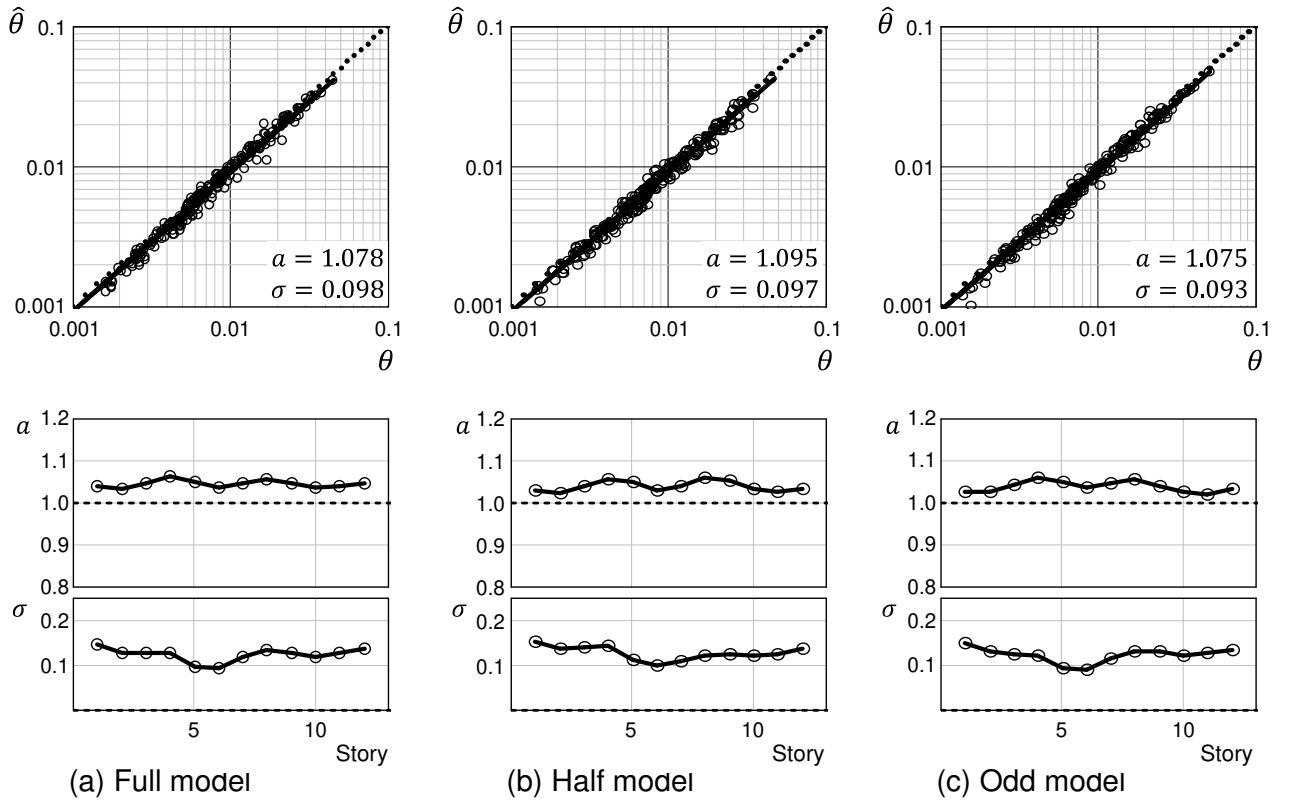


Fig. B.8 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.25$, $\nu=1.00$)

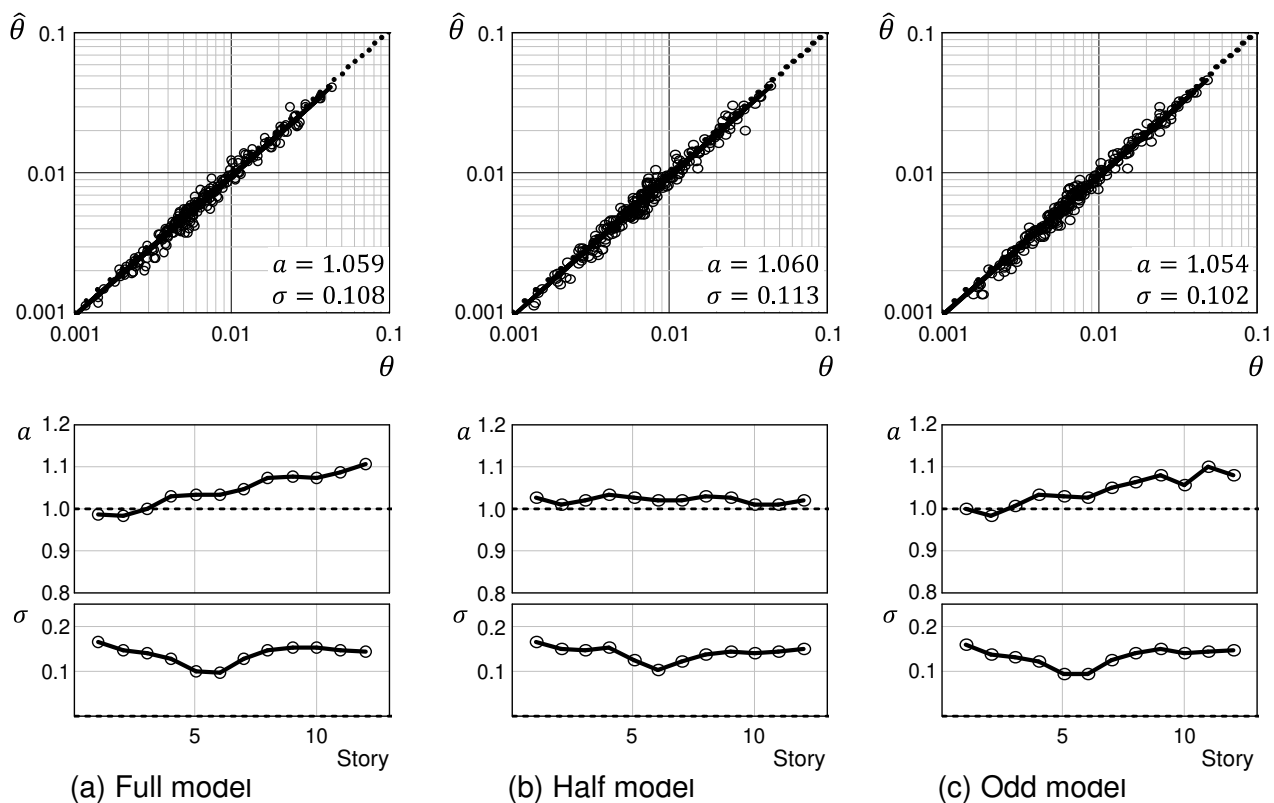


Fig. B.9 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.5, \nu=0.25$)

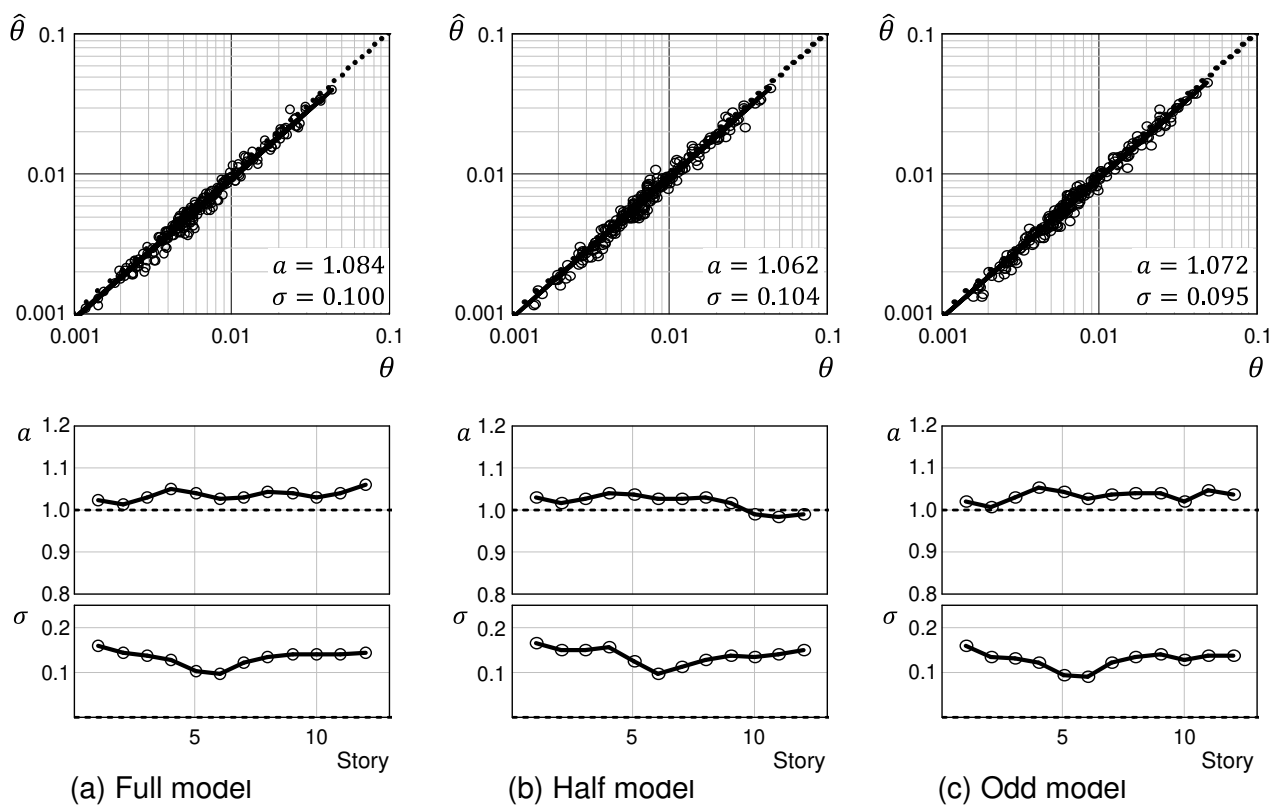


Fig. B.10 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.5, \nu=0.25$)

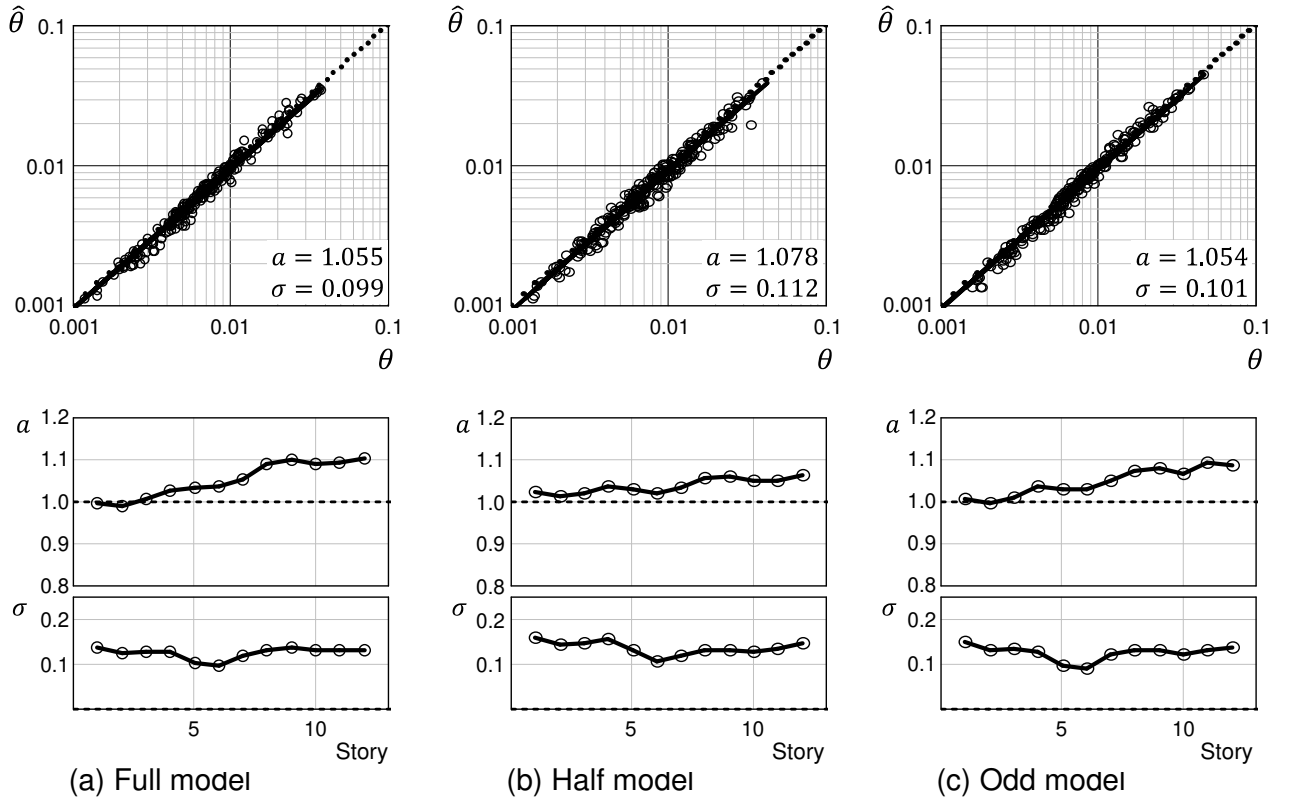


Fig. B.11 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.5$, $\nu=0.5$)

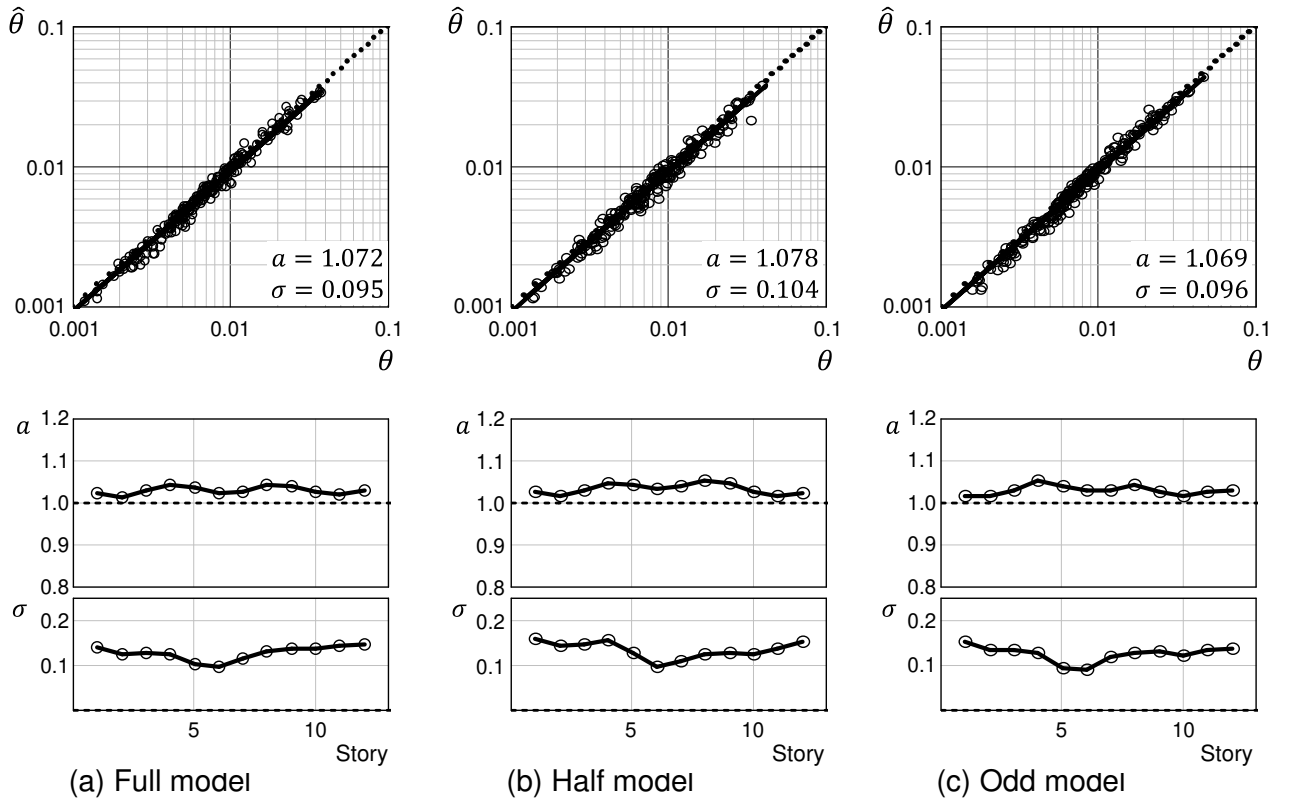


Fig. B.12 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.5$, $\nu=0.5$)

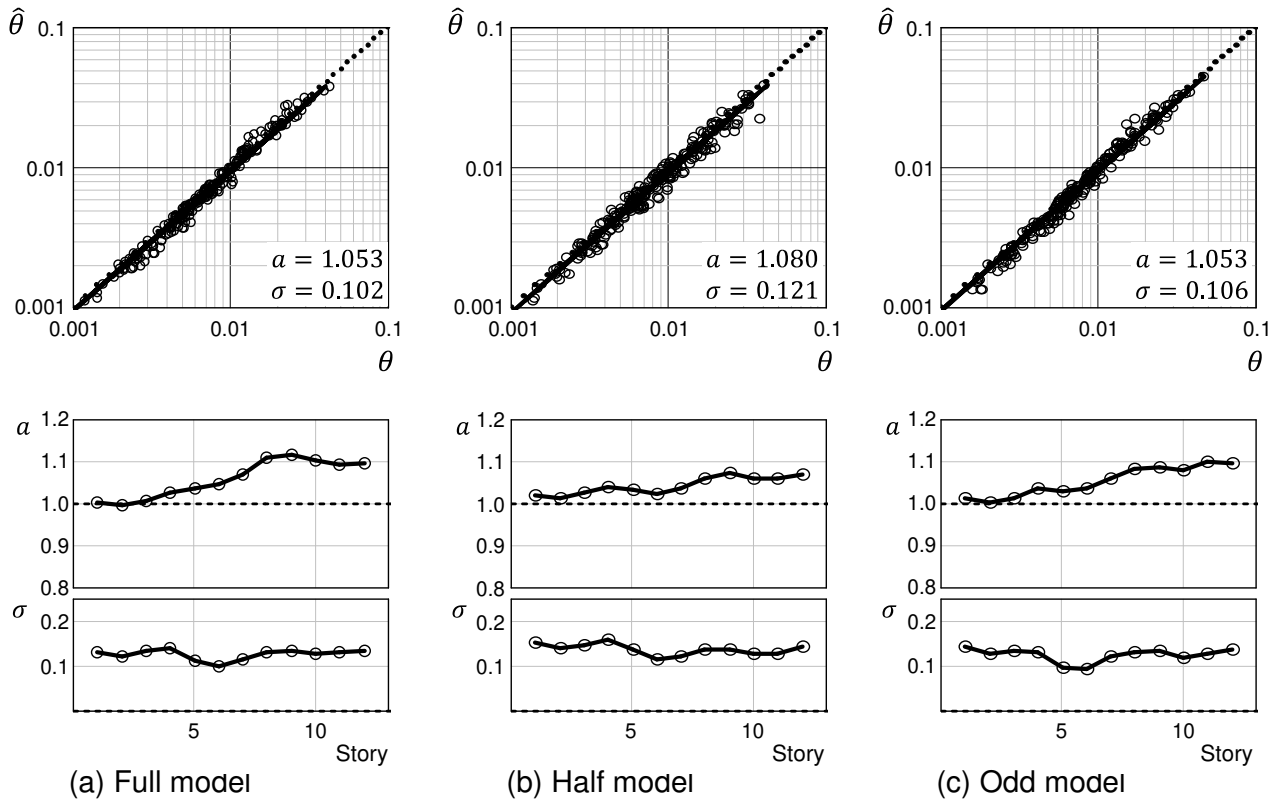


Fig. B.13 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.5$, $\nu=0.75$)

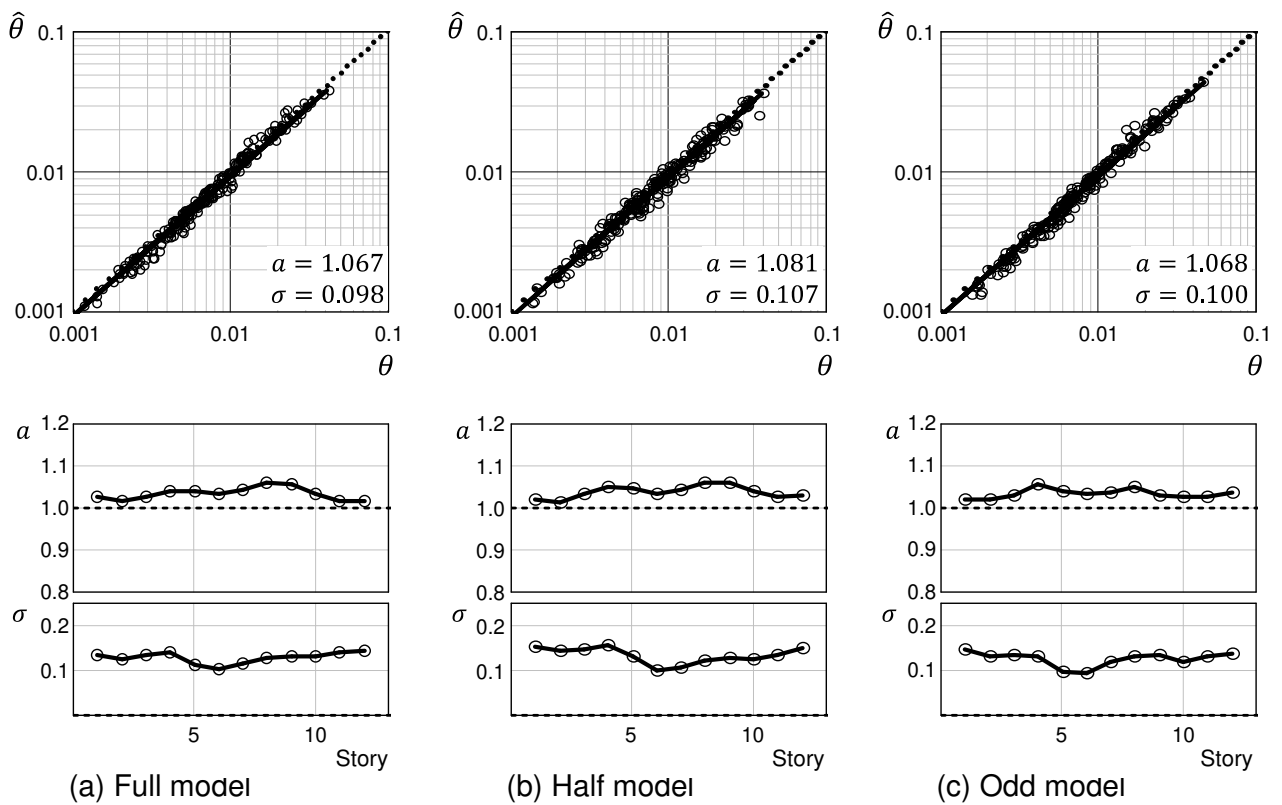


Fig. B.14 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.5$, $\nu=0.75$)

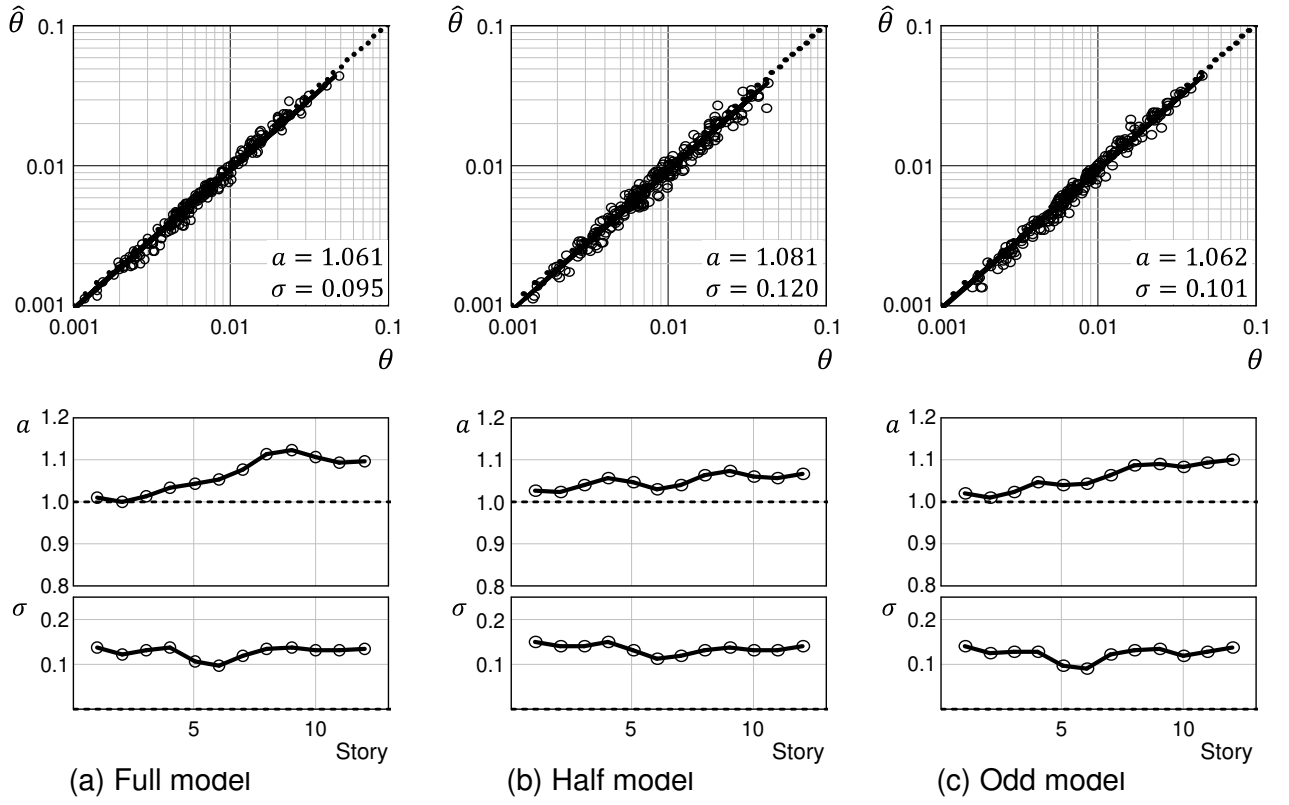


Fig. B.15 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=0.5$, $\nu=1.0$)

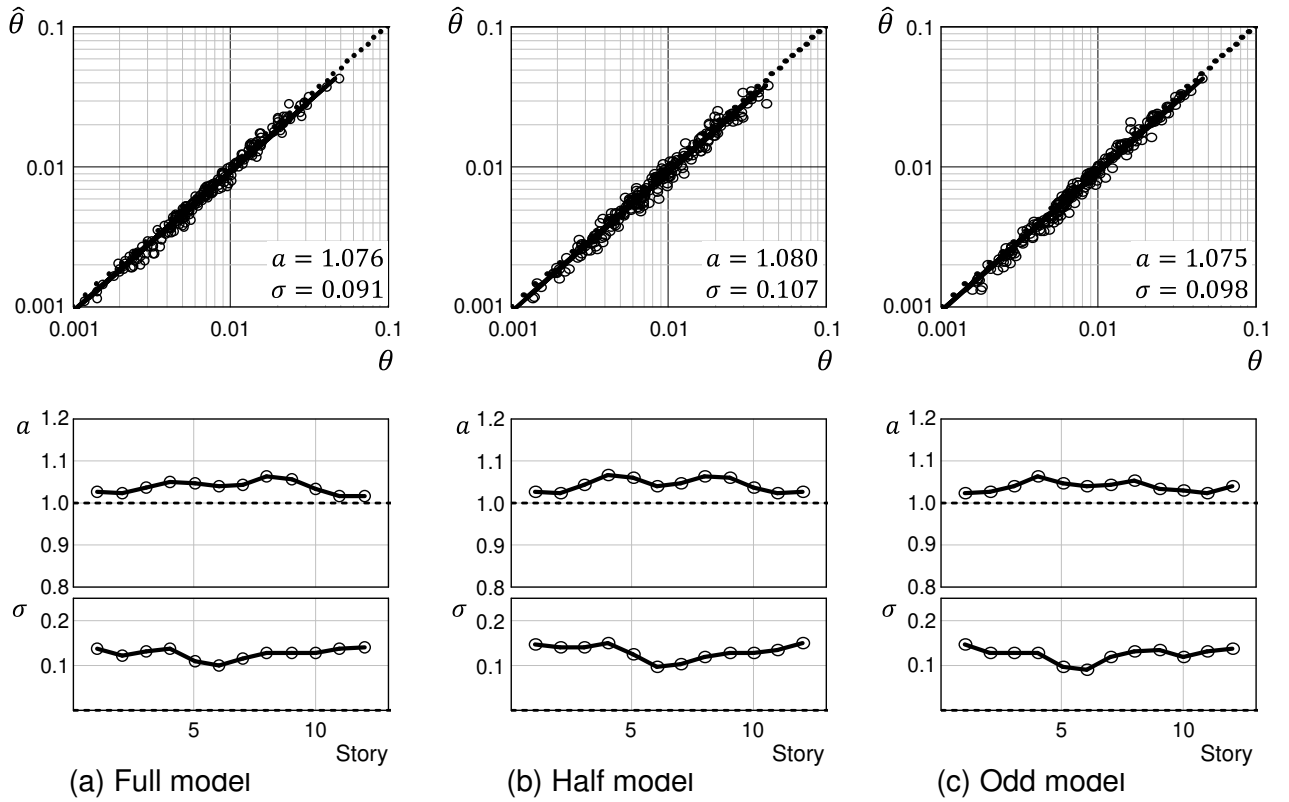


Fig. B.16 Accuracy of proposed method ($\kappa=0.5$, $\nu=1.0$)

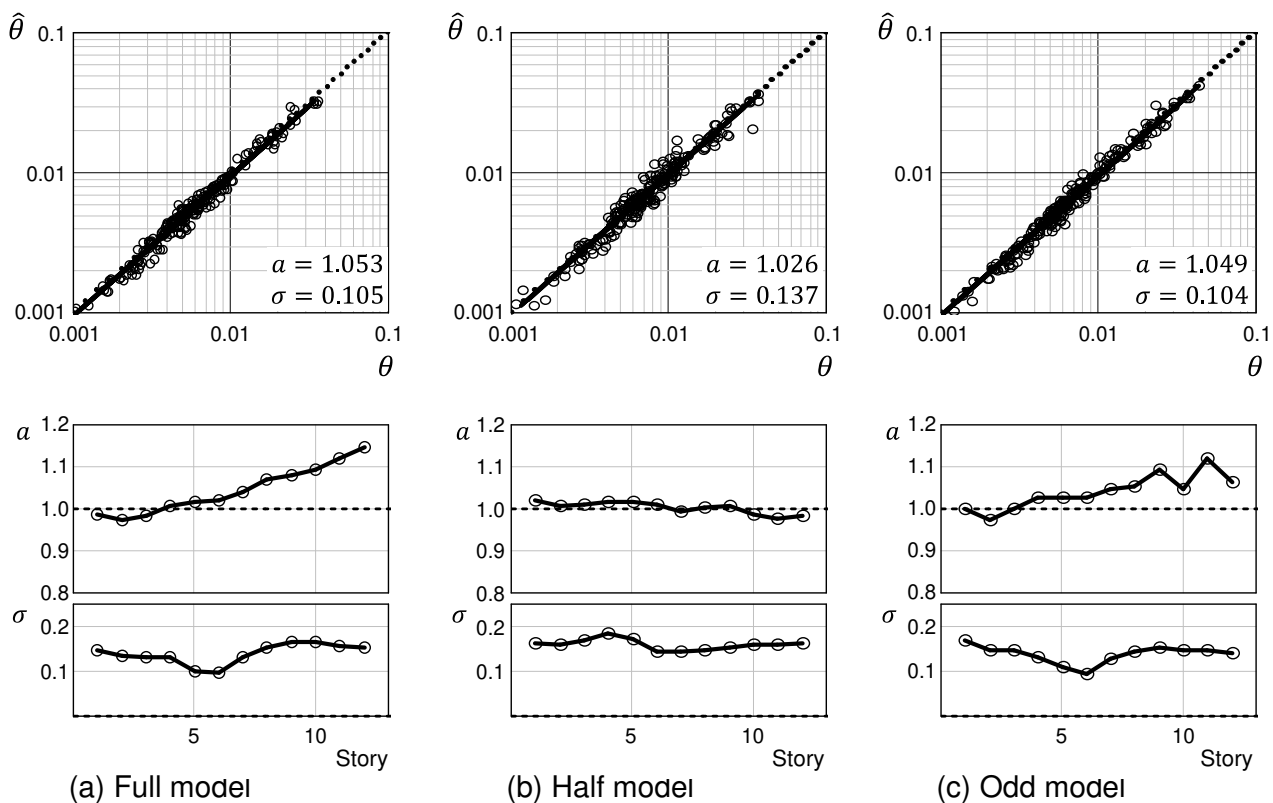


Fig. B.17 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=1.0$, $\nu=0.25$)

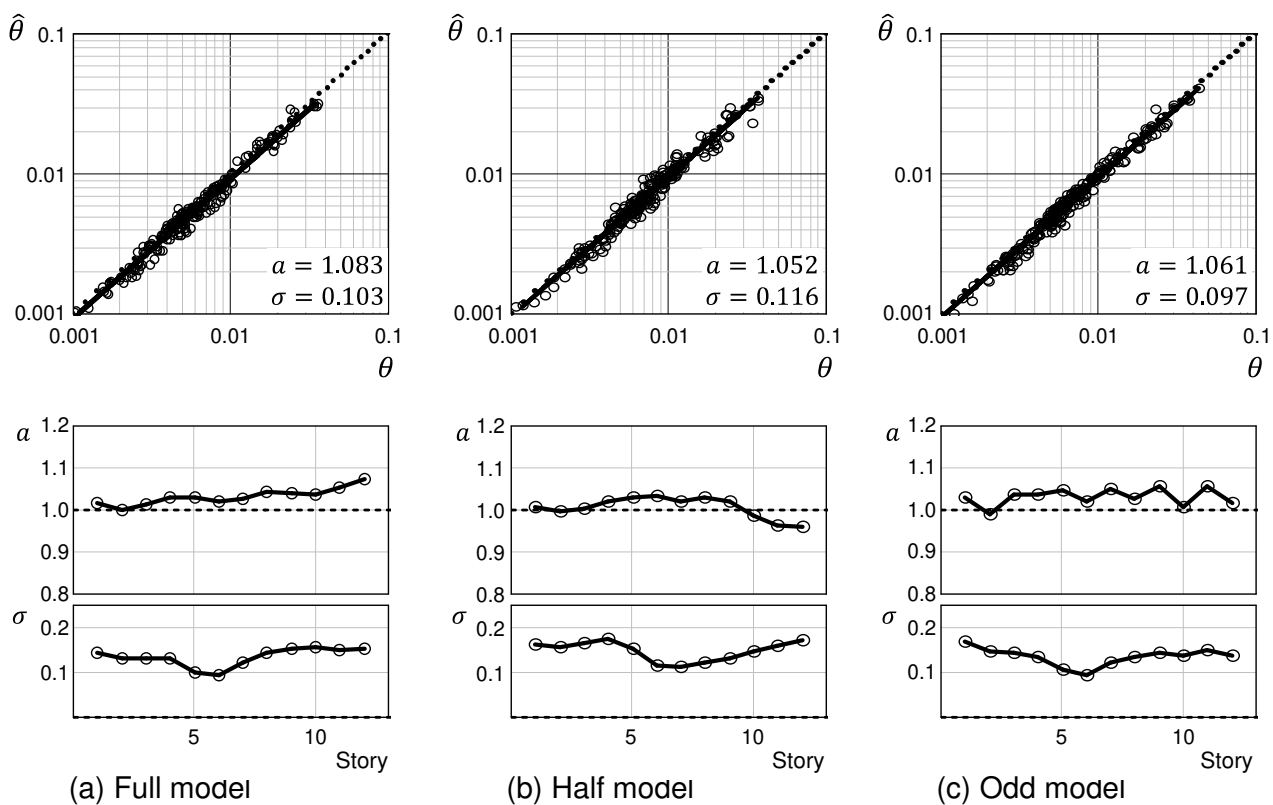


Fig. B.18 Accuracy of proposed method ($\kappa=1.0$, $\nu=0.25$)

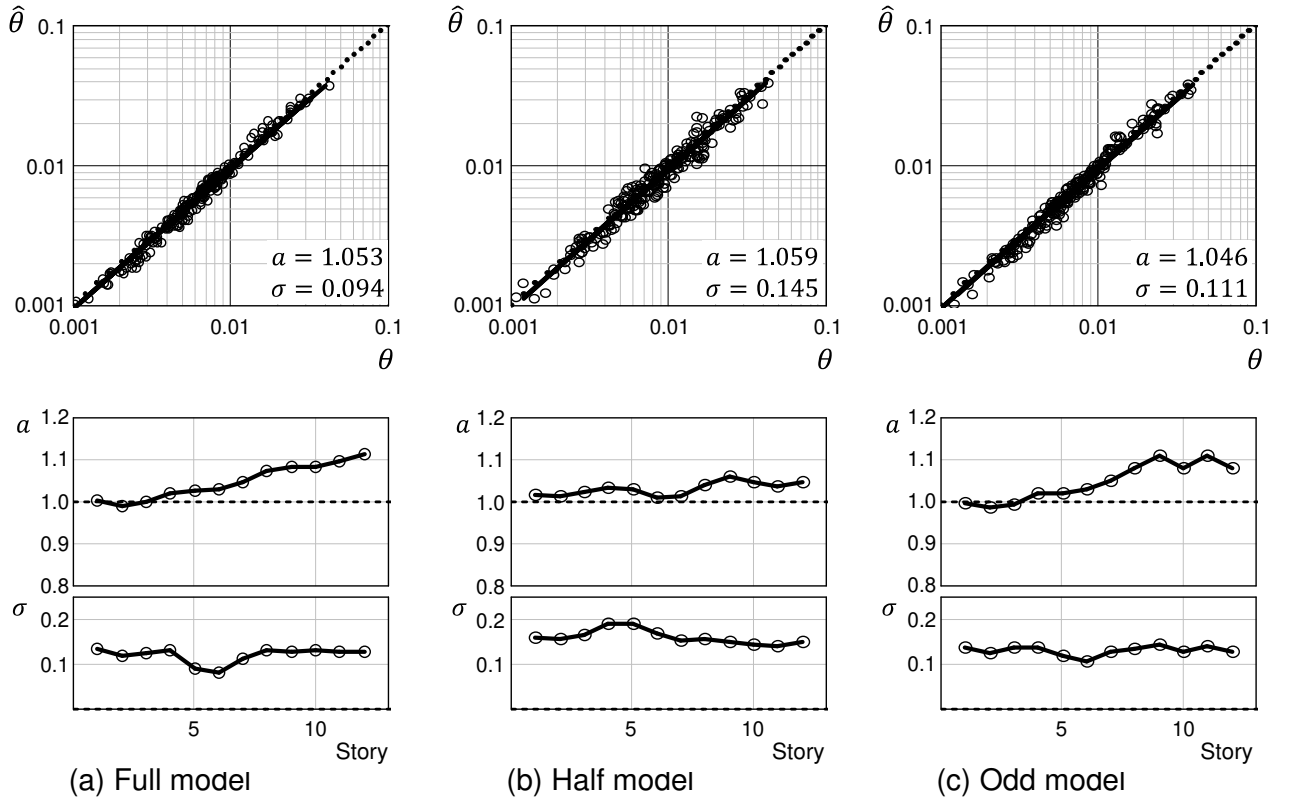


Fig. B.19 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=1.0$, $\nu=0.5$)

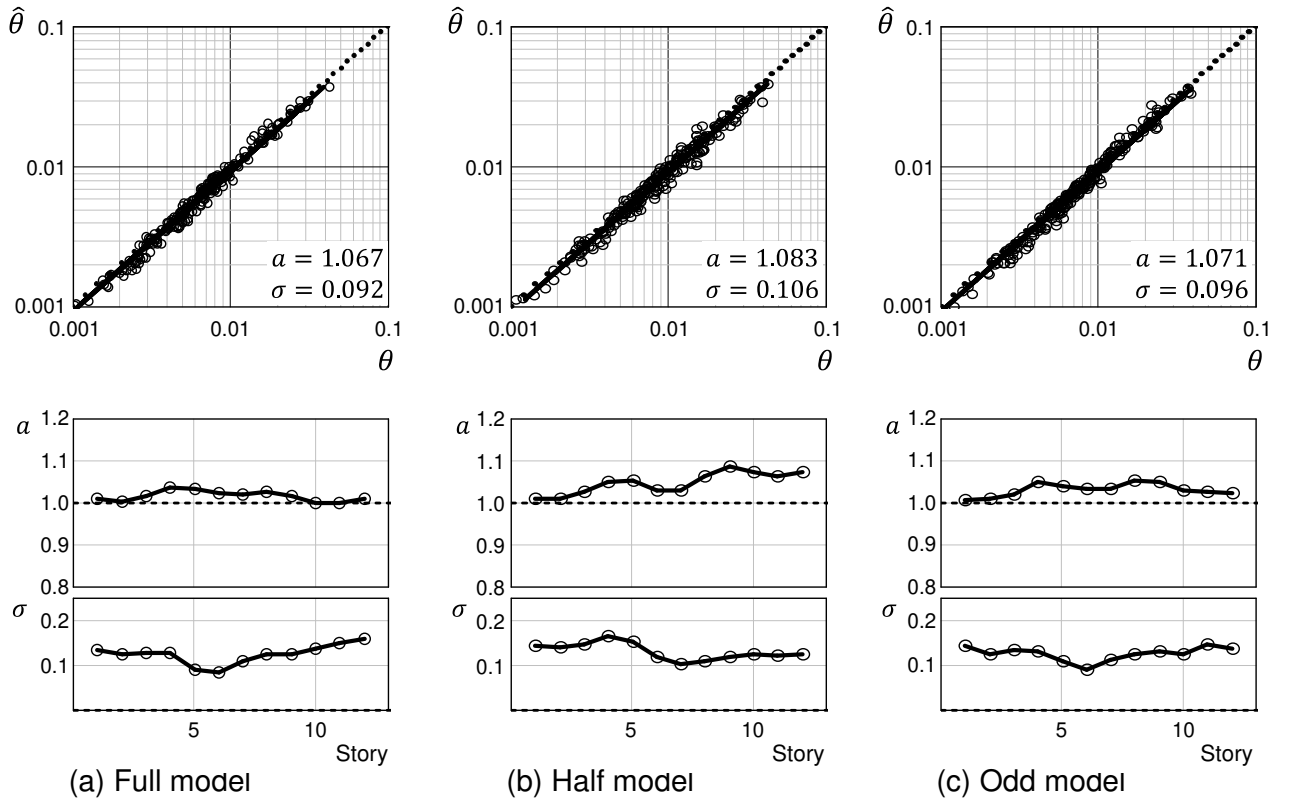


Fig. B.20 Accuracy of proposed method ($\kappa=1.0$, $\nu=0.5$)

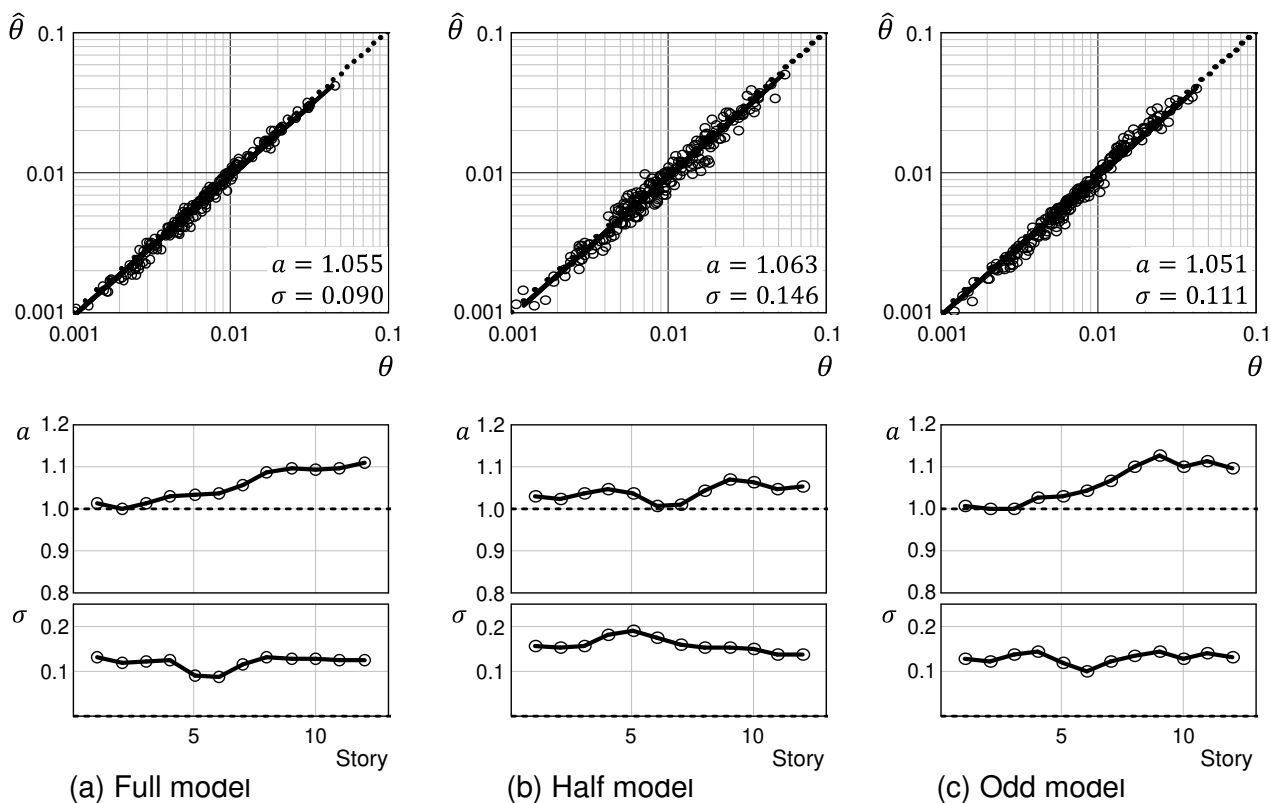


Fig. B.21 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=1.0$, $\nu=0.75$)

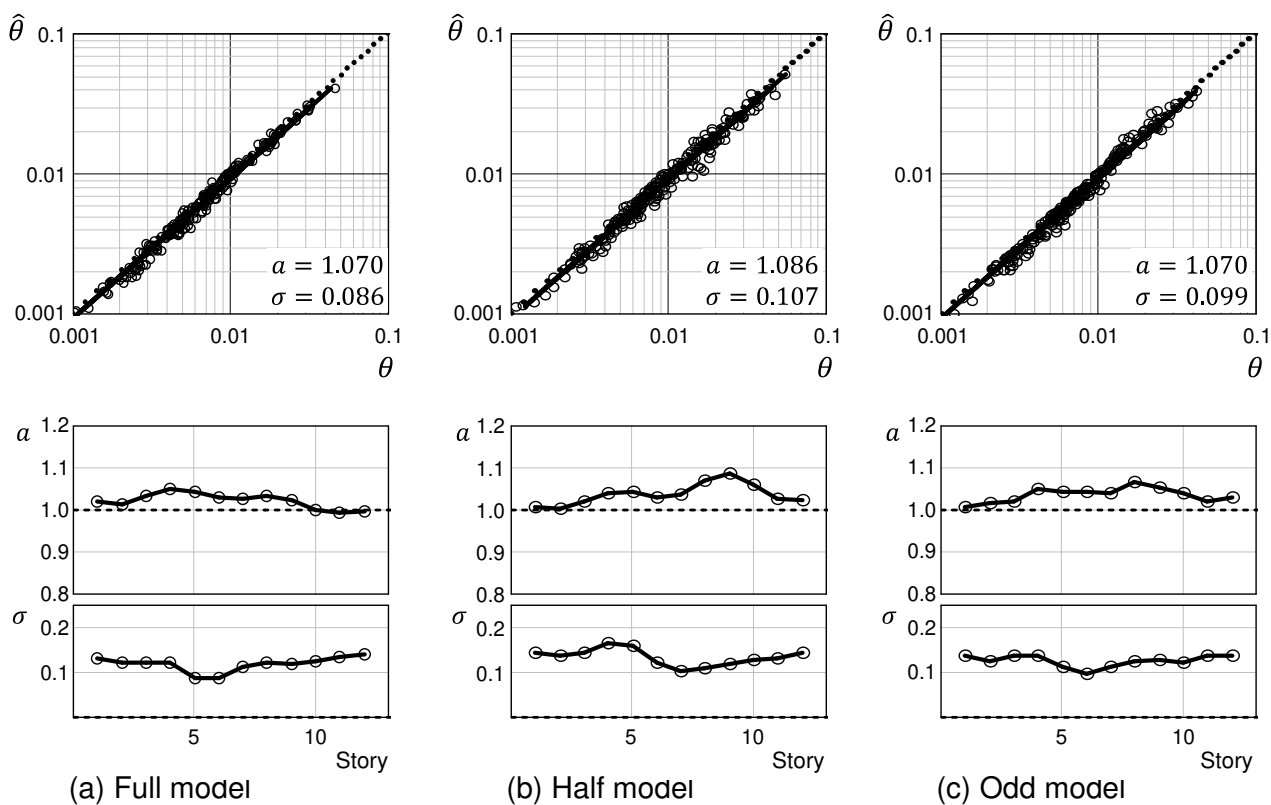


Fig. B.22 Accuracy of proposed method ($\kappa=1.0$, $\nu=0.75$)

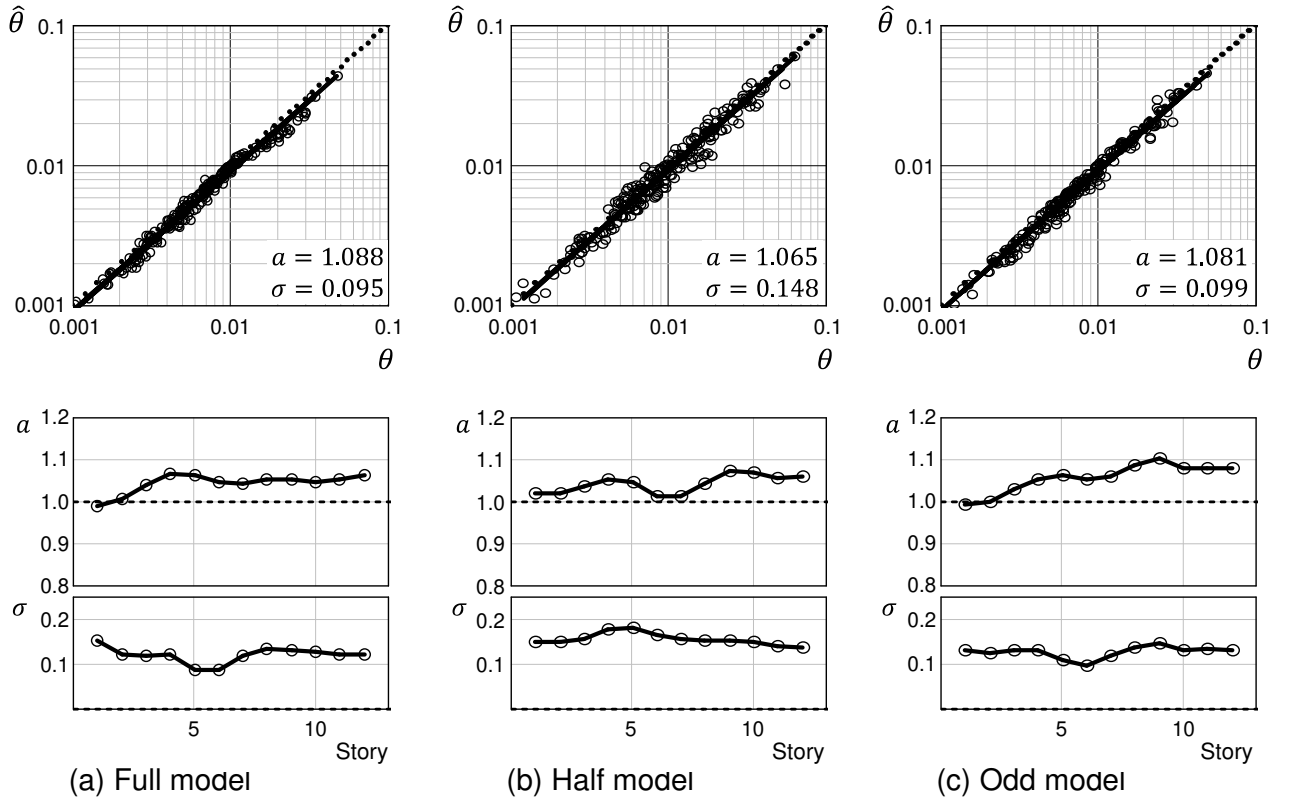


Fig. B.23 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=1.0$, $\nu=1.0$)

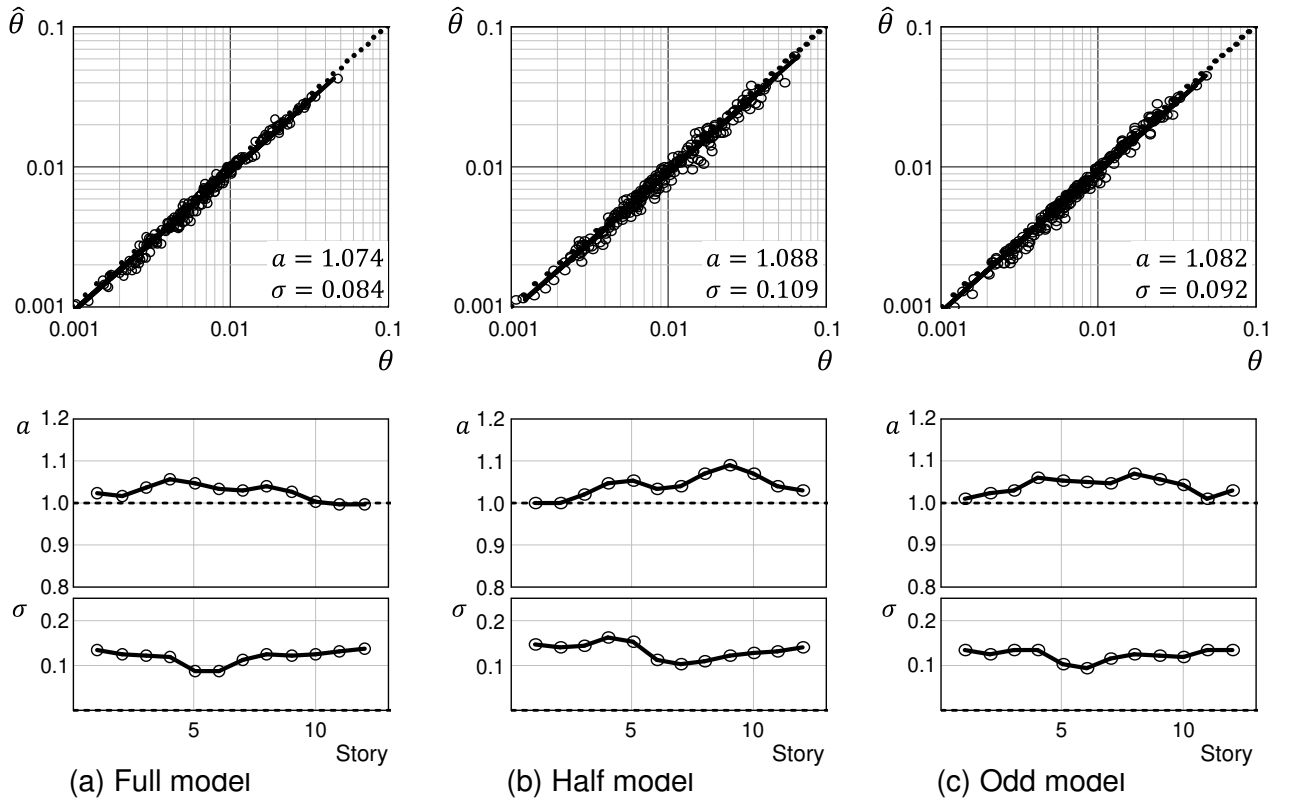


Fig. B.24 Accuracy of proposed method ($\kappa=1.0$, $\nu=1.0$)

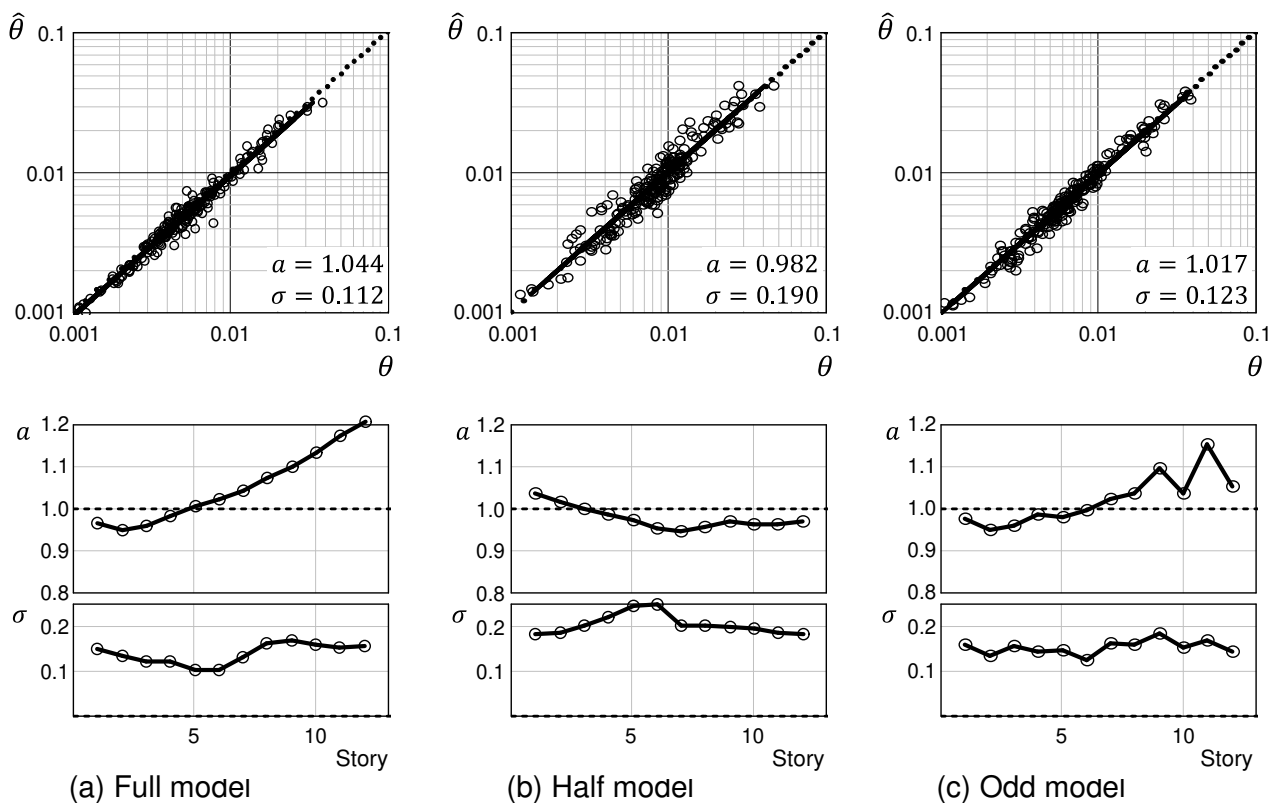


Fig. B.25 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=2.0$, $\nu=0.25$)

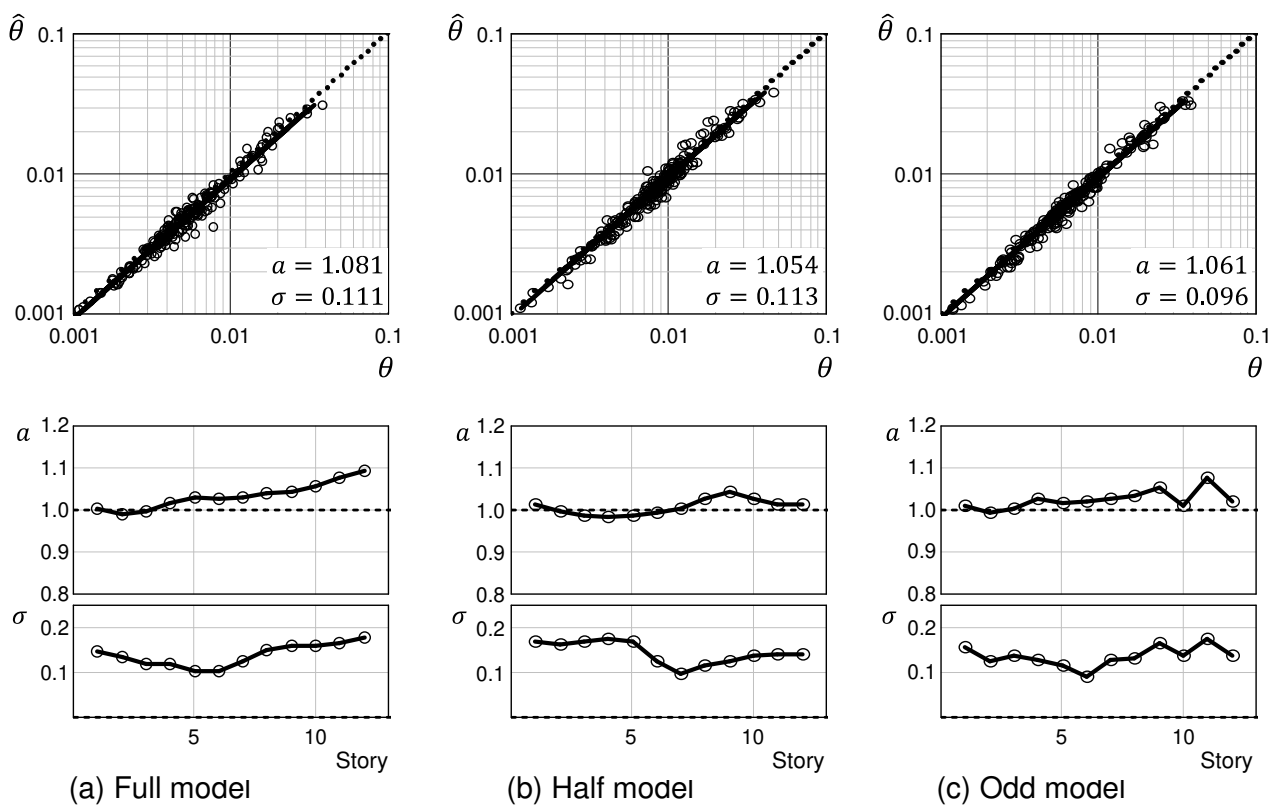


Fig. B.26 Accuracy of proposed method ($\kappa=2.0$, $\nu=0.25$)

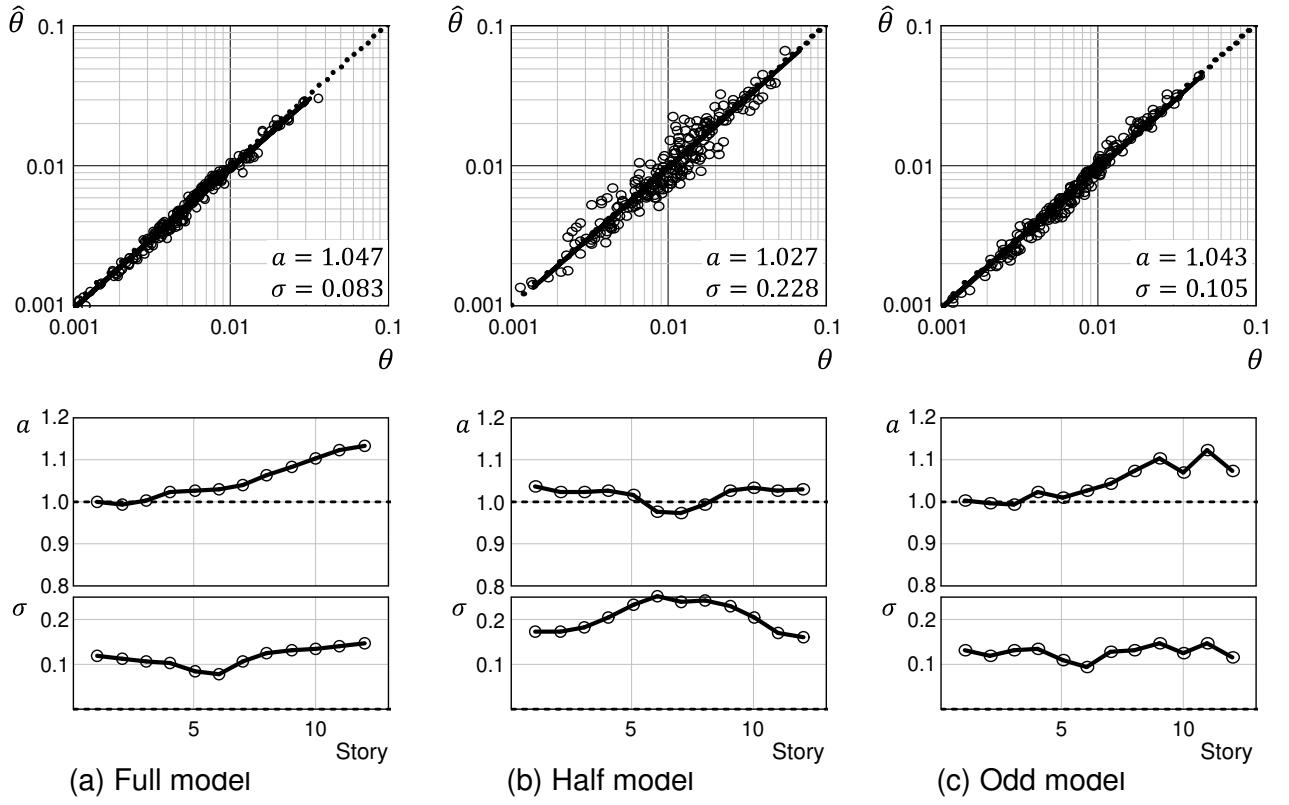


Fig. B.27 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=2.0$, $\nu=0.5$)

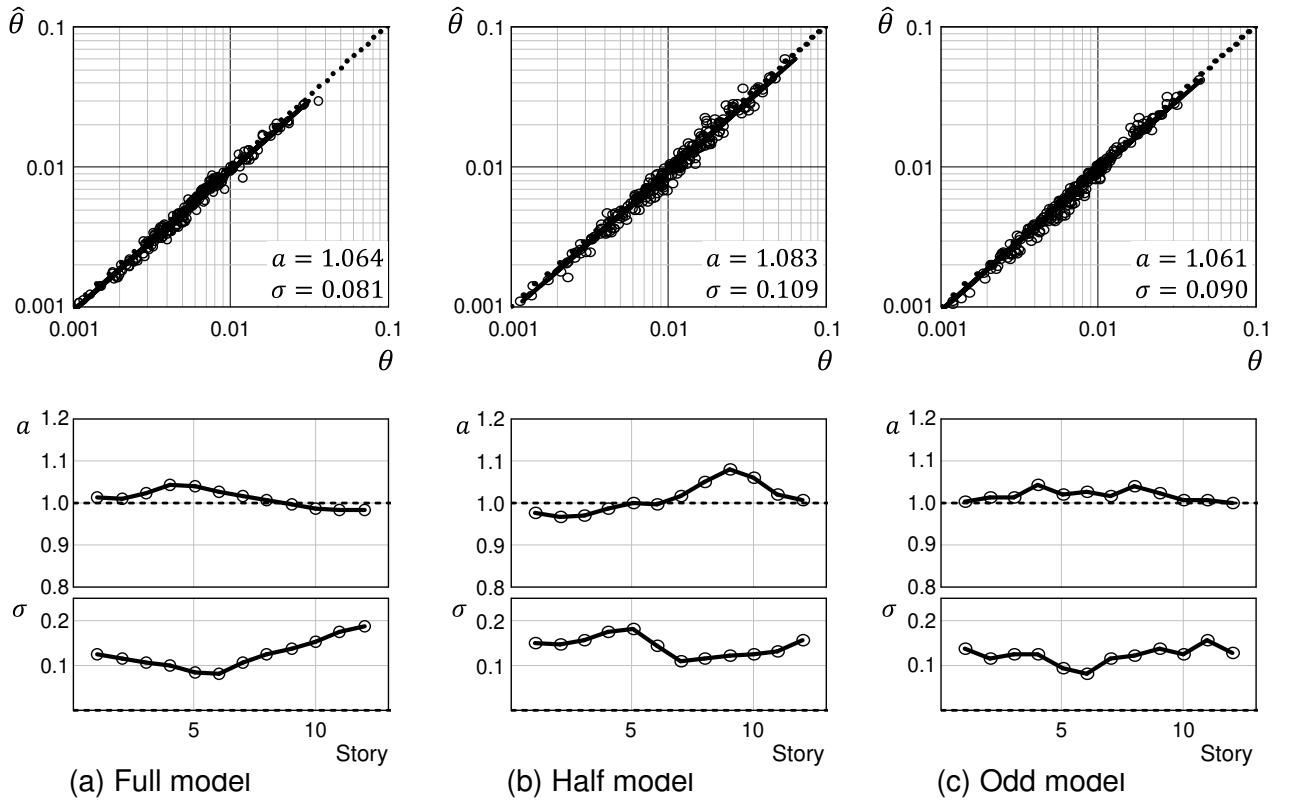


Fig. B.28 Accuracy of proposed method ($\kappa=2.0$, $\nu=0.5$)

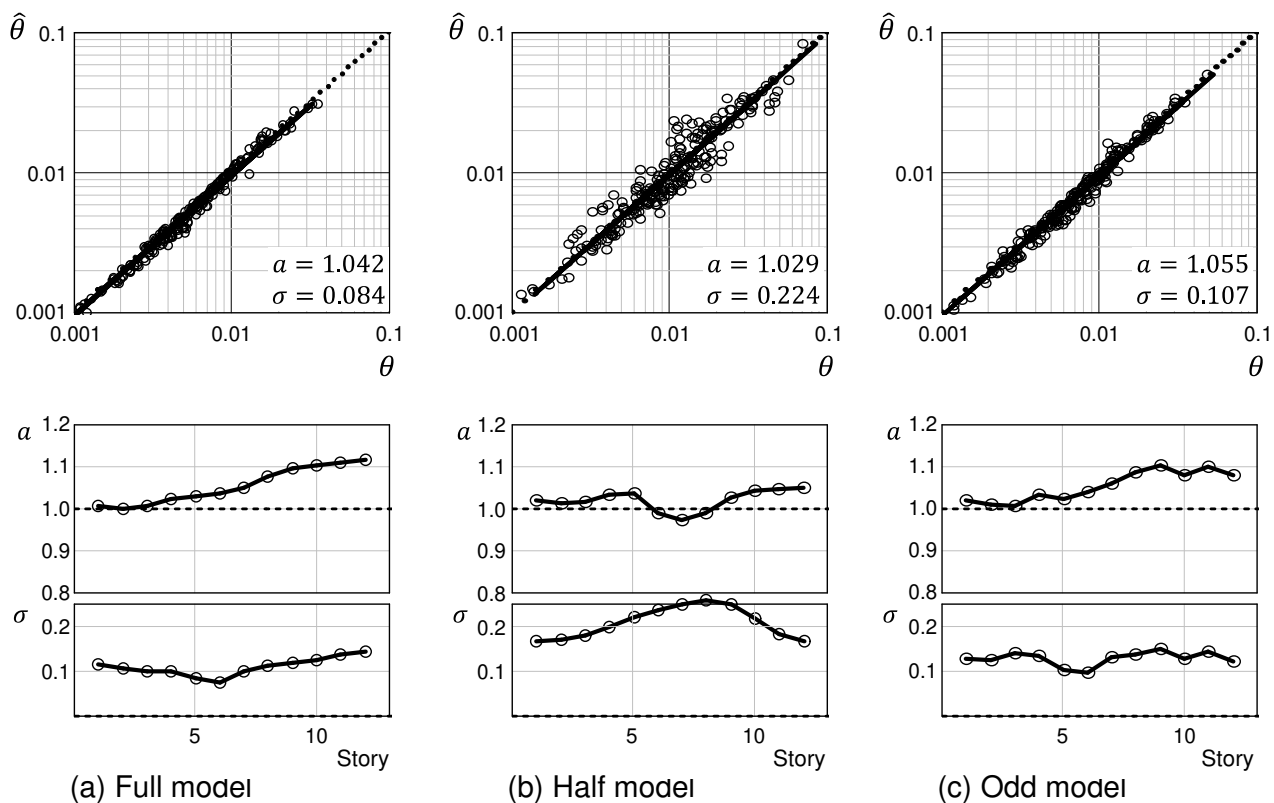


Fig. B.29 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=2.0$, $\nu=0.75$)

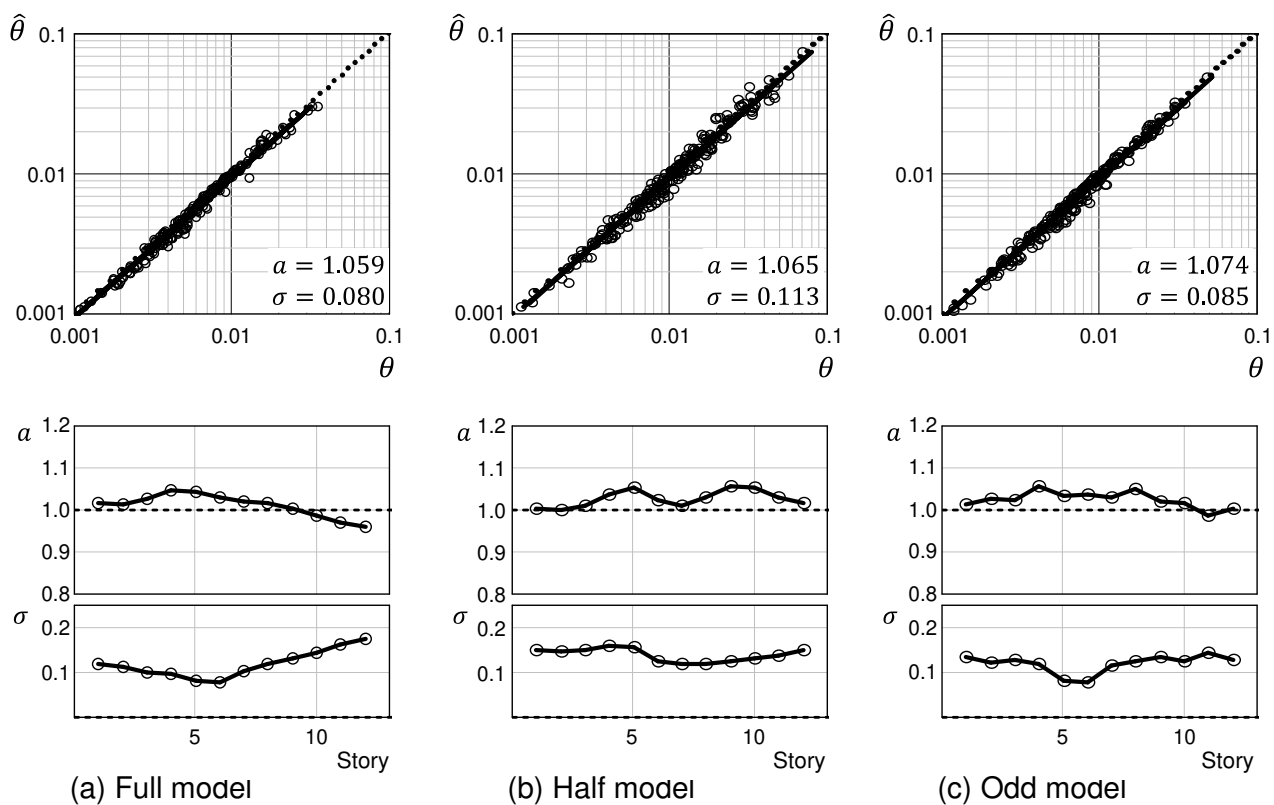


Fig. B.30 Accuracy of proposed method ($\kappa=2.0$, $\nu=0.75$)

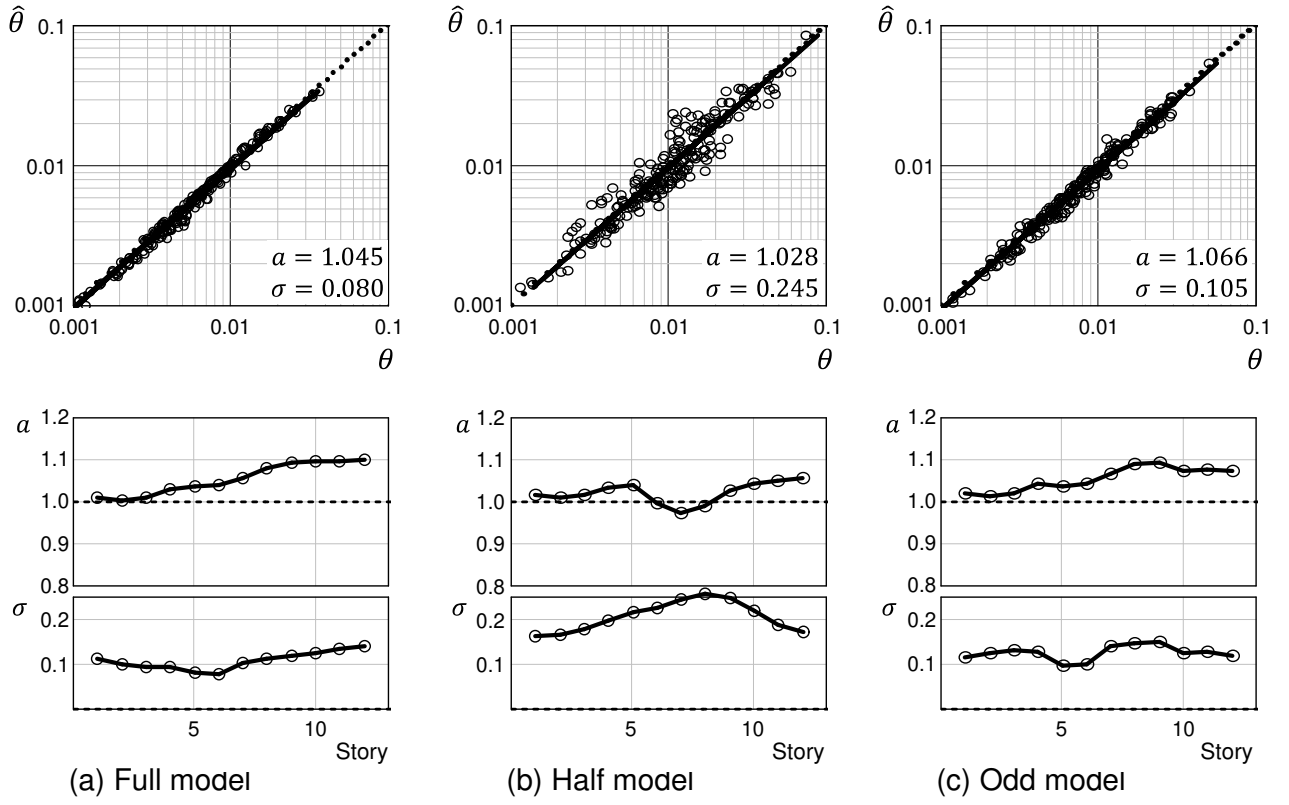


Fig. B.31 Accuracy of Kang & Mori's method ($\kappa=2.0$, $\nu=1.0$)

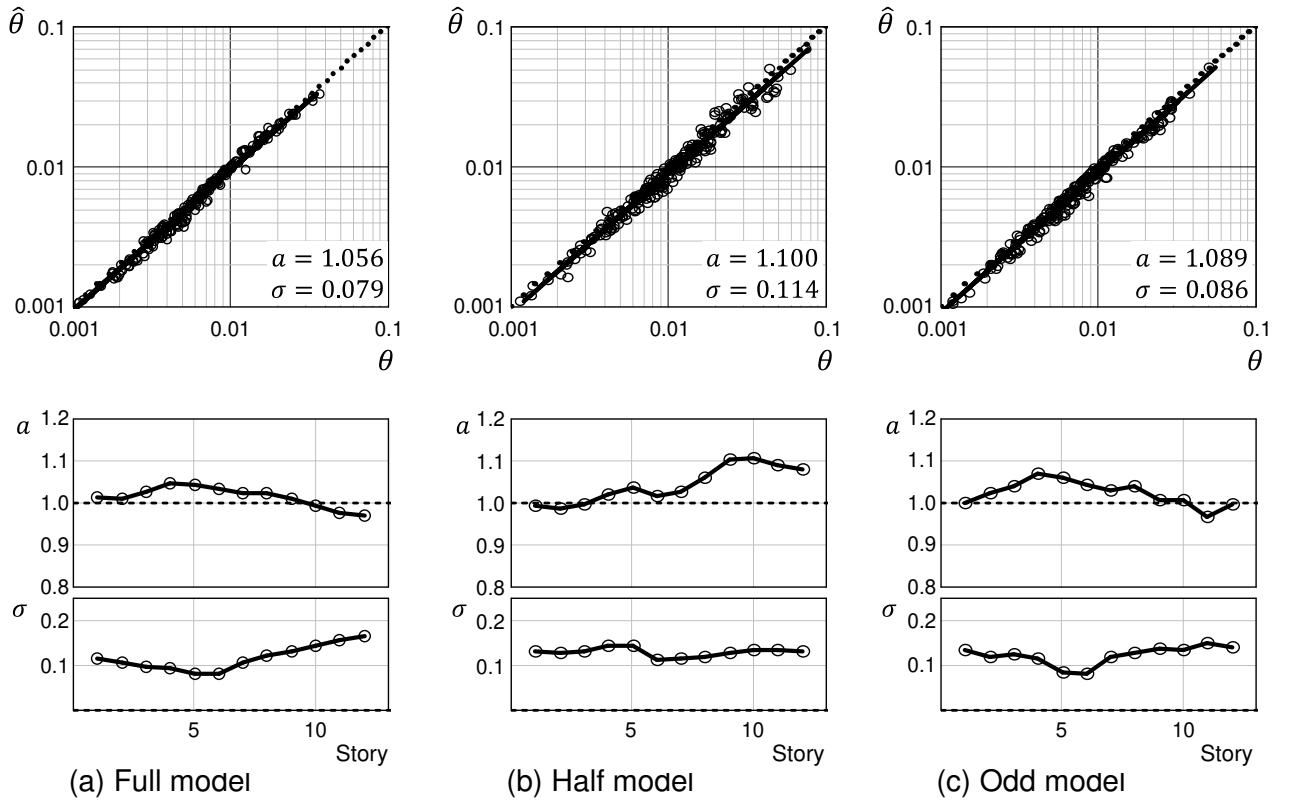


Fig. B.32 Accuracy of proposed method ($\kappa=2.0$, $\nu=1.0$)

付 録 C 弾塑性一質点系の最大変位応答評価法に関する解析結果

$\ln(SI_\mu) - \ln(d_0)$ 関係を σ_{SI} と併せて Fig. C.1～Fig. C.51 に示す。図中の実線は回帰分析により直接求めた直線，破線は (4.5)～(4.8) 式および Table 4.1 により近似評価した直線を表す。またこれらの図中において，(1-a, b, c, d) はそれぞれ固有周期 $T_1 = 0.10, 0.15, 0.20, 0.25$ ，(2-a, b, c, d) はそれぞれ固有周期 $T_1 = 0.35, 0.50, 0.75, 1.00$ ，(3-a, b, c, d) はそれぞれ固有周期 $T_1 = 1.25, 1.50, 1.75, 2.00$ の結果を示す。

弾塑性一質点系の最大変位応答の簡易評価法による推定値と時刻歴応答解析結果との比較を Fig.C.52～Fig. C.108 に示す。Fig. C.52～Fig. C.57 は完全弾塑性一質点系を対象としたものであり，それぞれエネルギー一定則（図中では ECR と表記，以下同様），変位一定則（DCR），Chopra & Chintanapakdee の手法（ C_R method），等価線形化手法（ELT），積分範囲を $1.0T_1$ から $2.8T_1$ とした $SI_{n.p.}$ を用いた北原・伊藤の手法（ $SI_{n.p.}(1.0T_1 \sim 2.8T_1)$ ），積分範囲を $0.9T_1$ から $1.2T_1$ とした $SI_{n.p.}$ を用いた北原・伊藤の手法（ $SI_{n.p.}(0.9T_1 \sim 1.2T_1)$ ）の解析結果である。また 4 章で述べた提案手法の結果を Fig. C.58～Fig. C.108 に示す。

各応答評価手法による評価の偏り a および評価のばらつき σ を Fig. C.113～Fig. C.178 に示す。

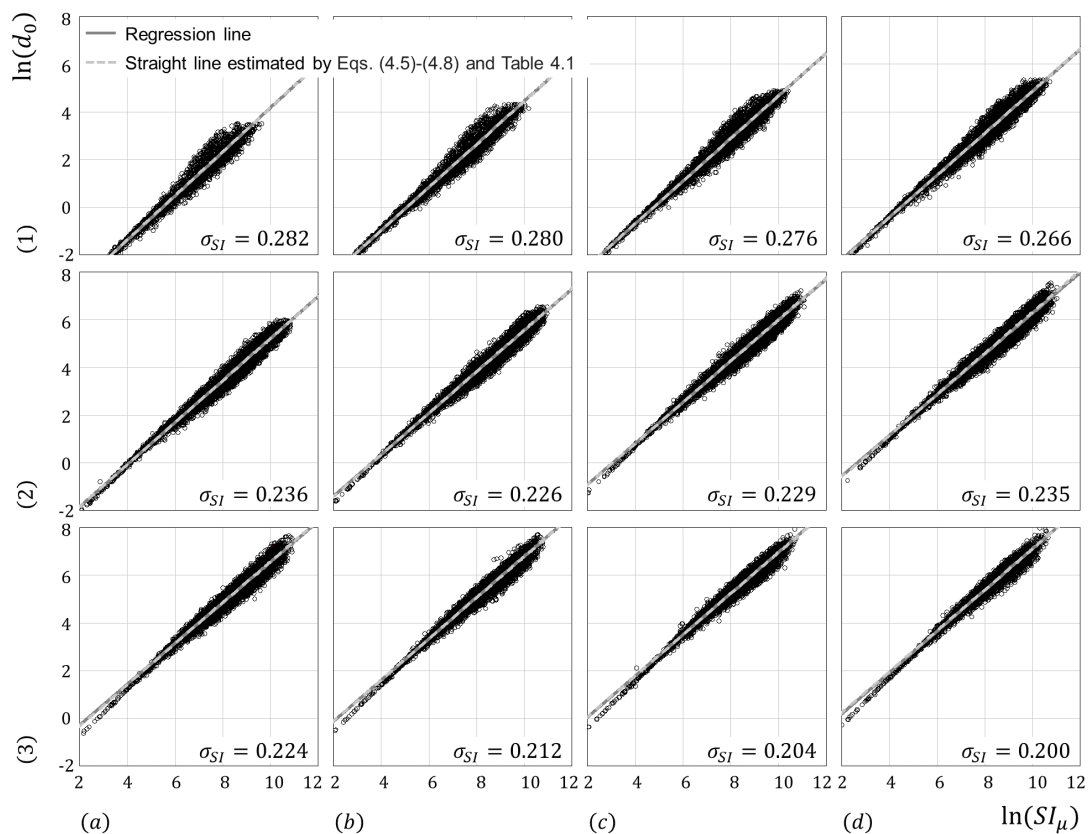


Fig. C.1 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

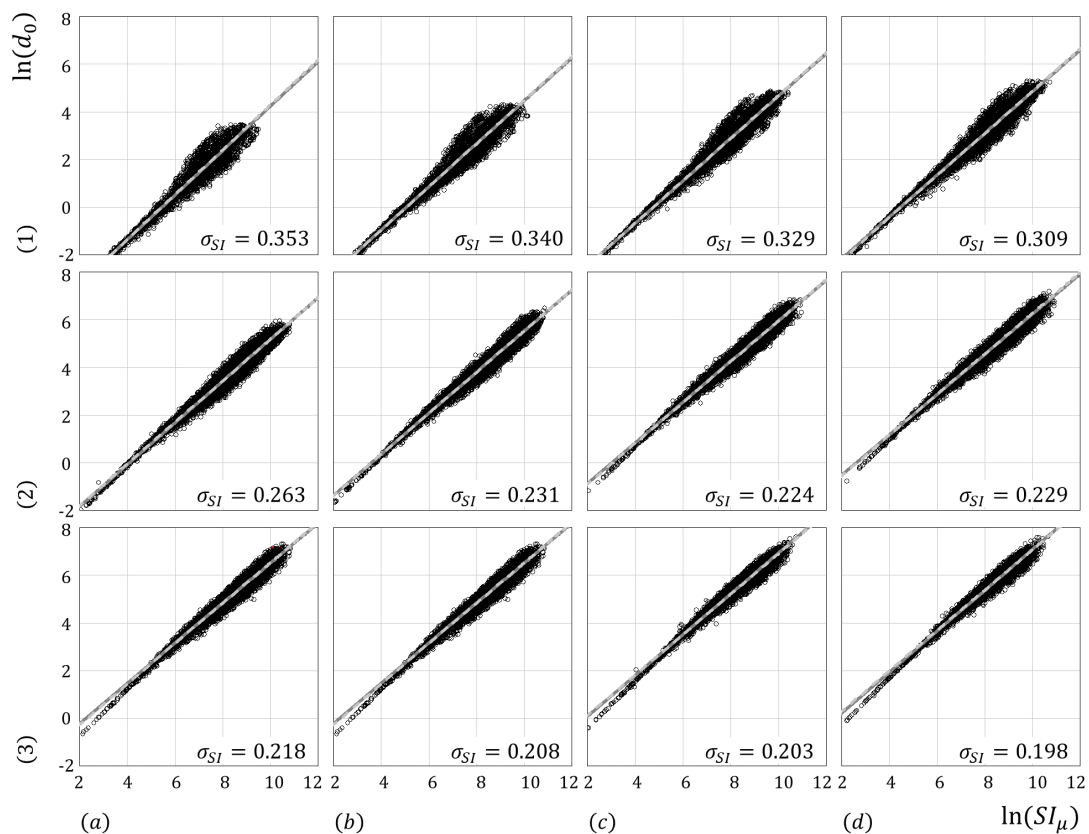


Fig. C.2 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.03$)

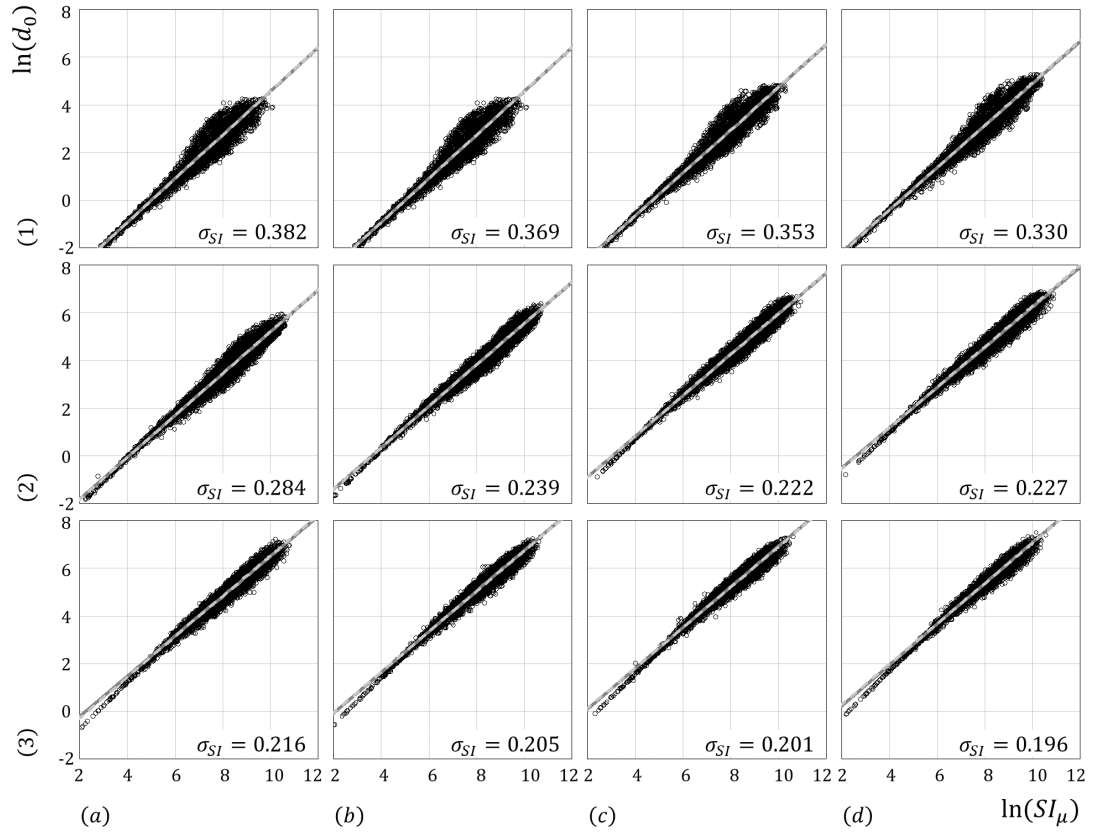


Fig. C.3 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.06$)

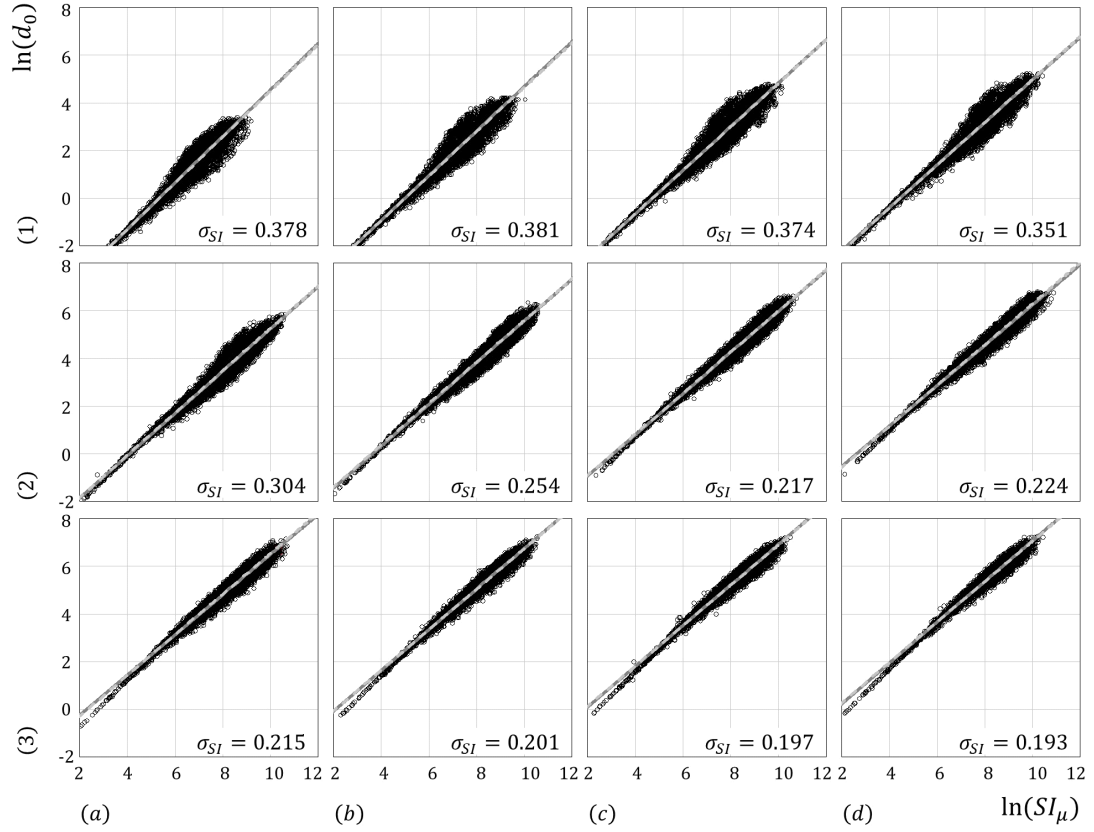


Fig. C.4 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.10$)

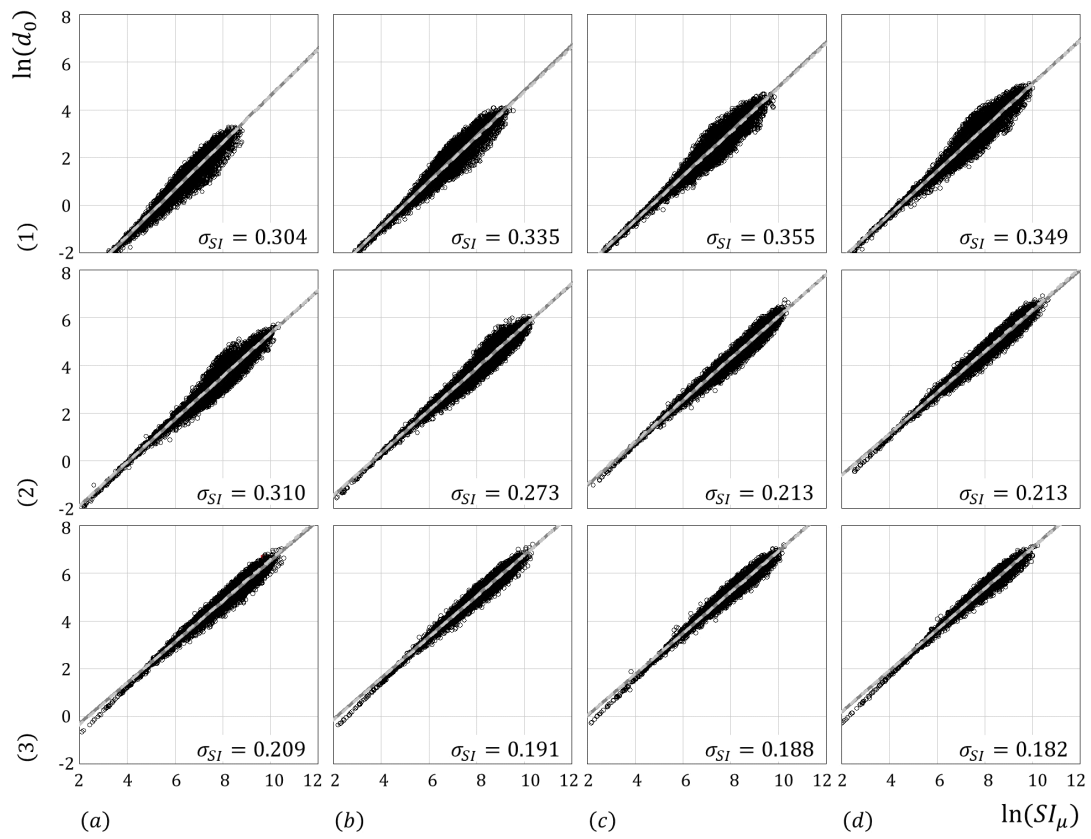


Fig. C.5 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.20$)

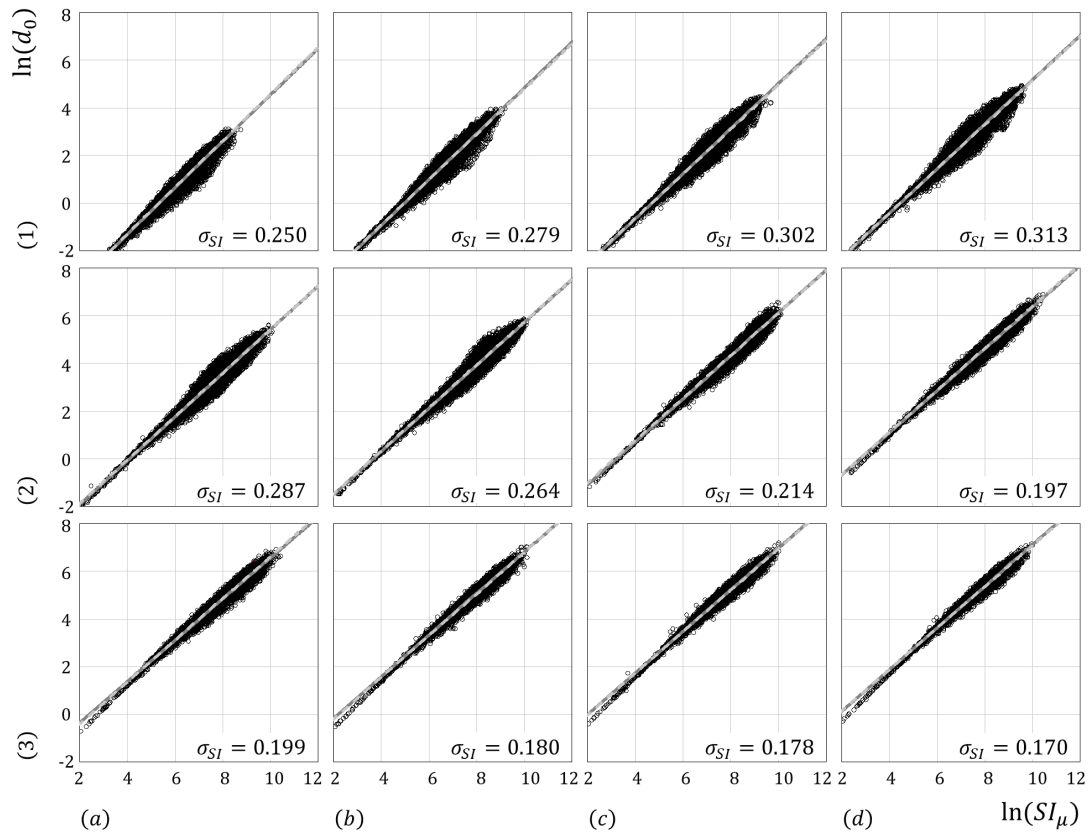


Fig. C.6 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.30$)

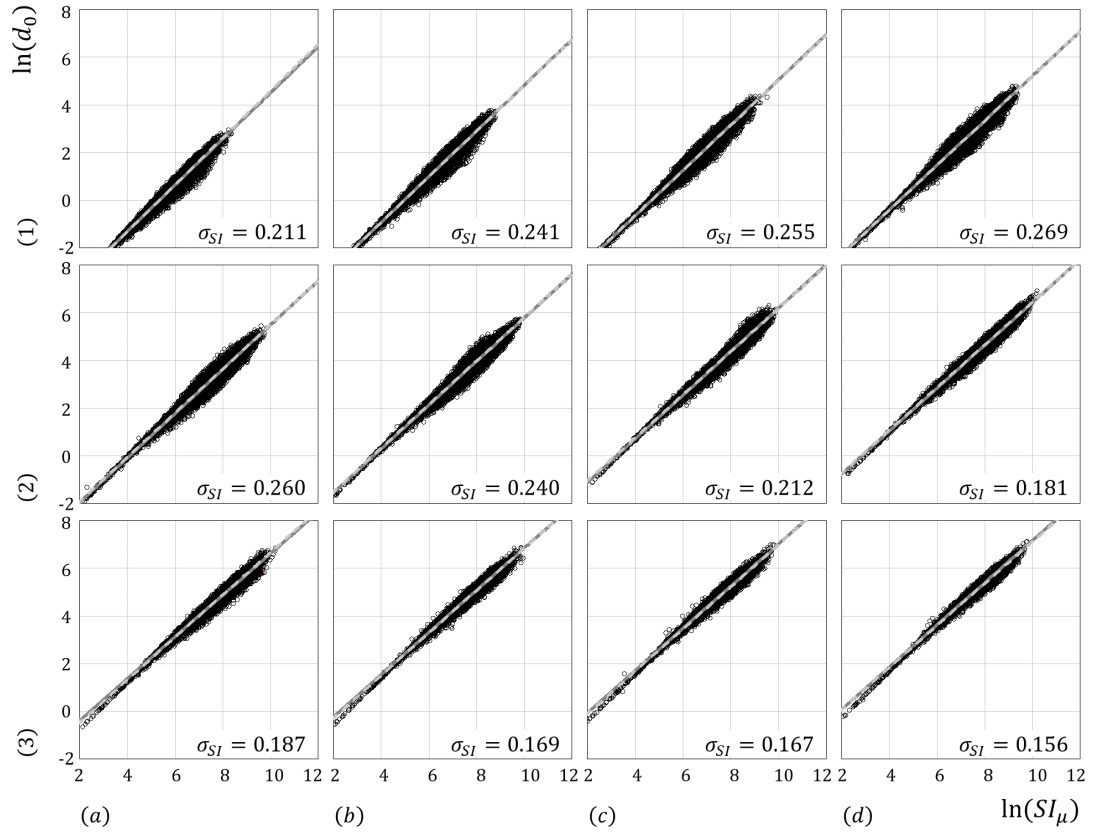


Fig. C.7 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.40$)

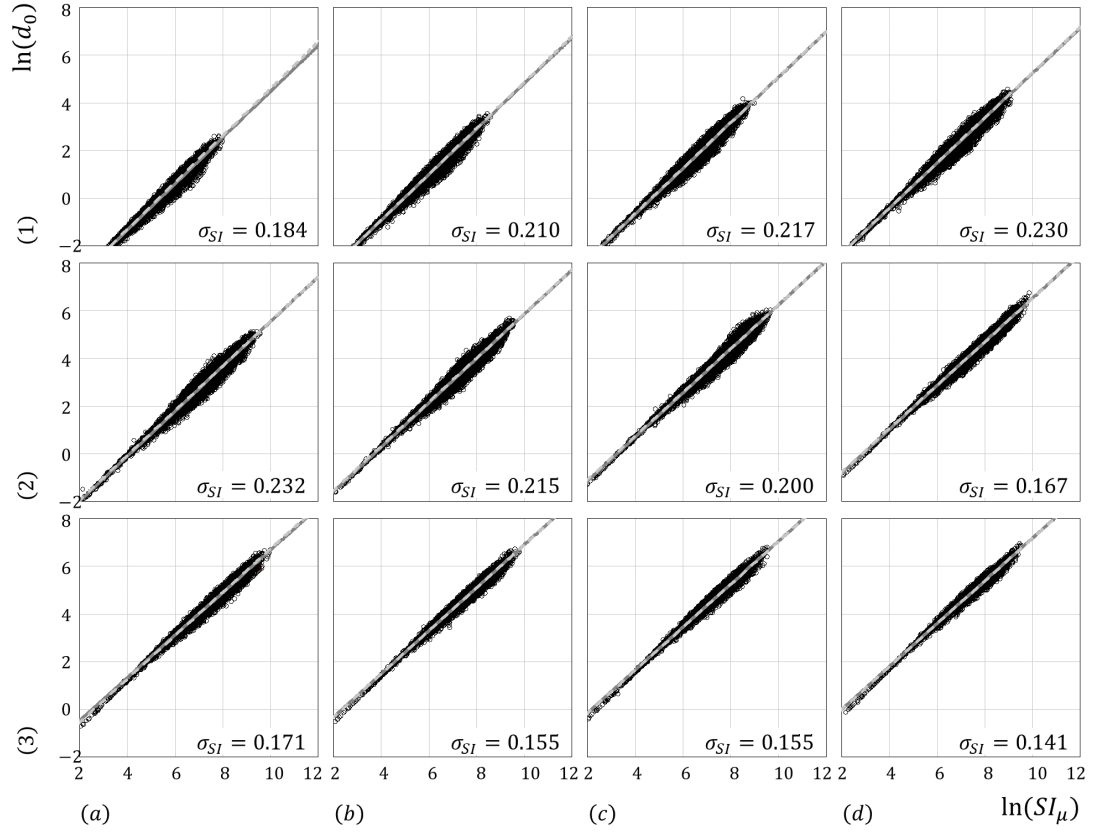


Fig. C.8 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.50$)

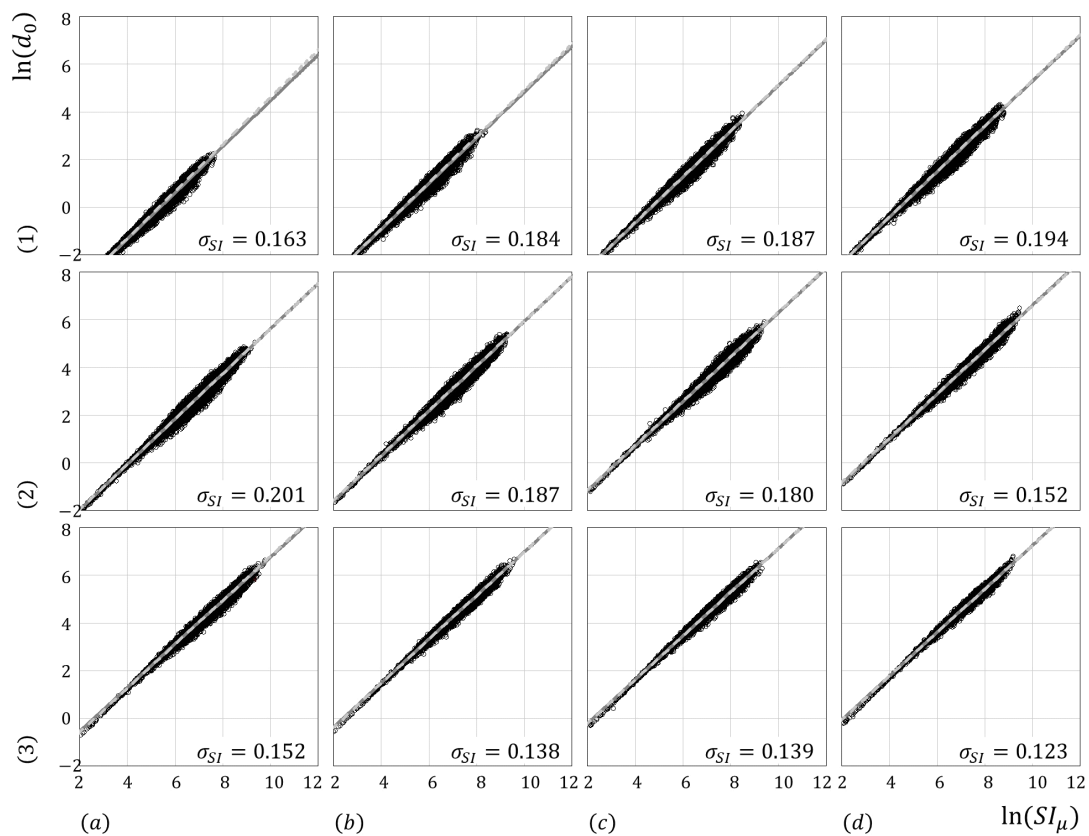


Fig. C.9 Relationship between $\ln(SI_{\mu})$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.60$)

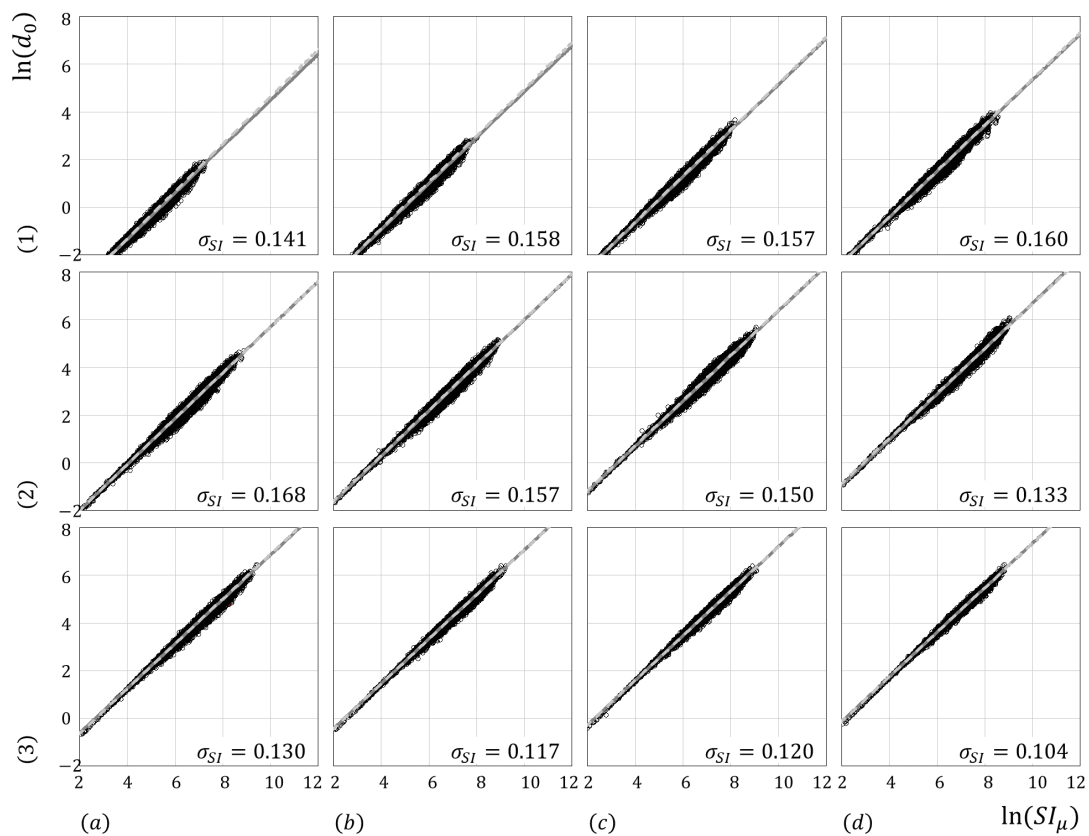


Fig. C.10 Relationship between $\ln(SI_{\mu})$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.70$)

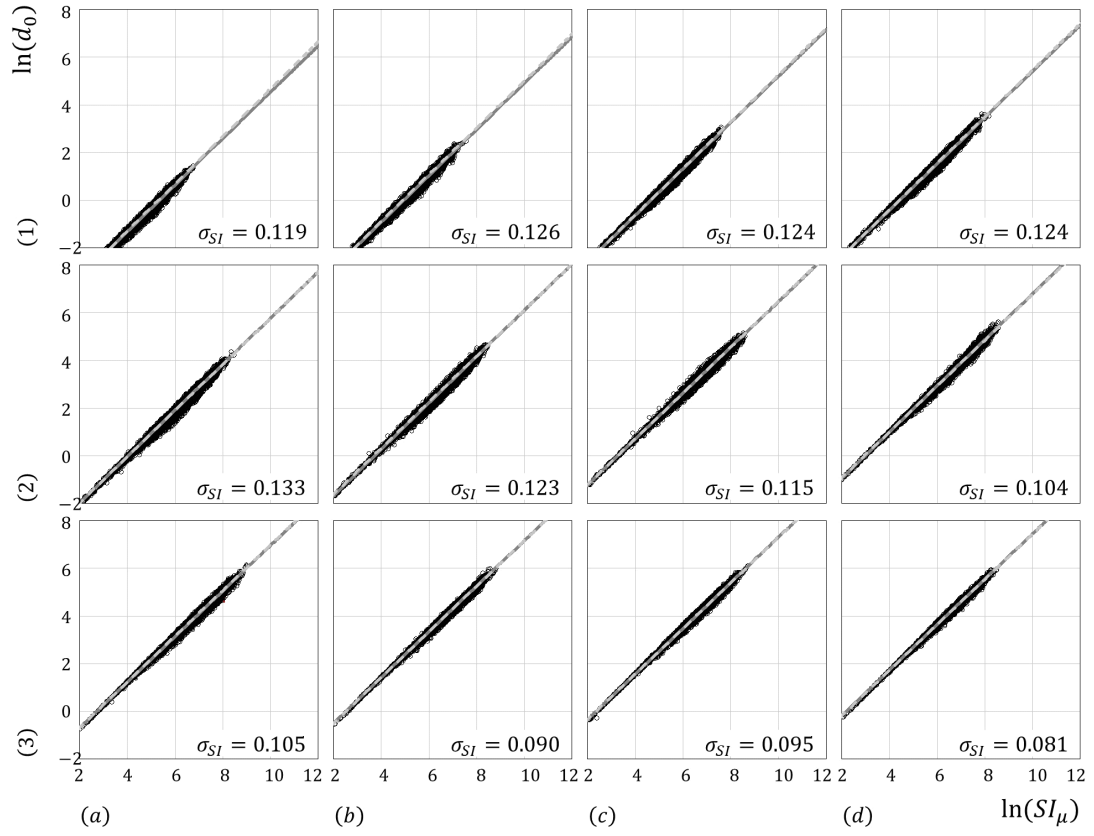


Fig. C.11 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.80$)

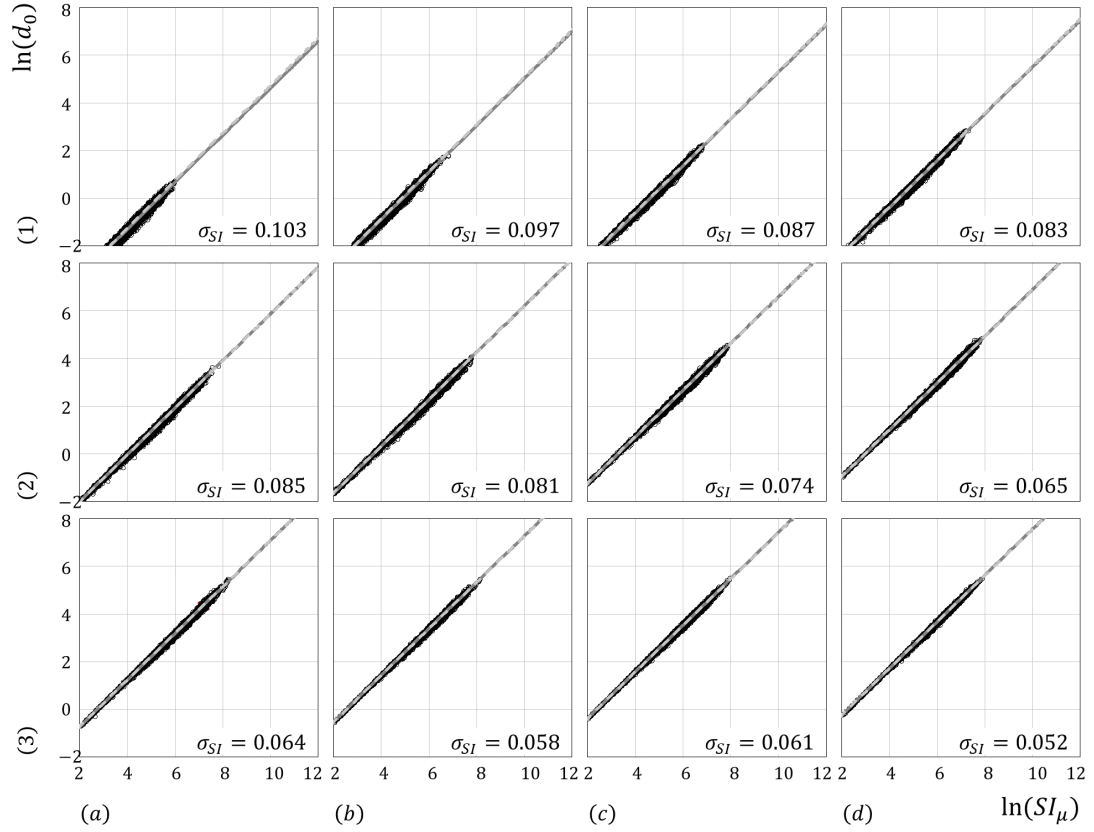


Fig. C.12 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.90$)

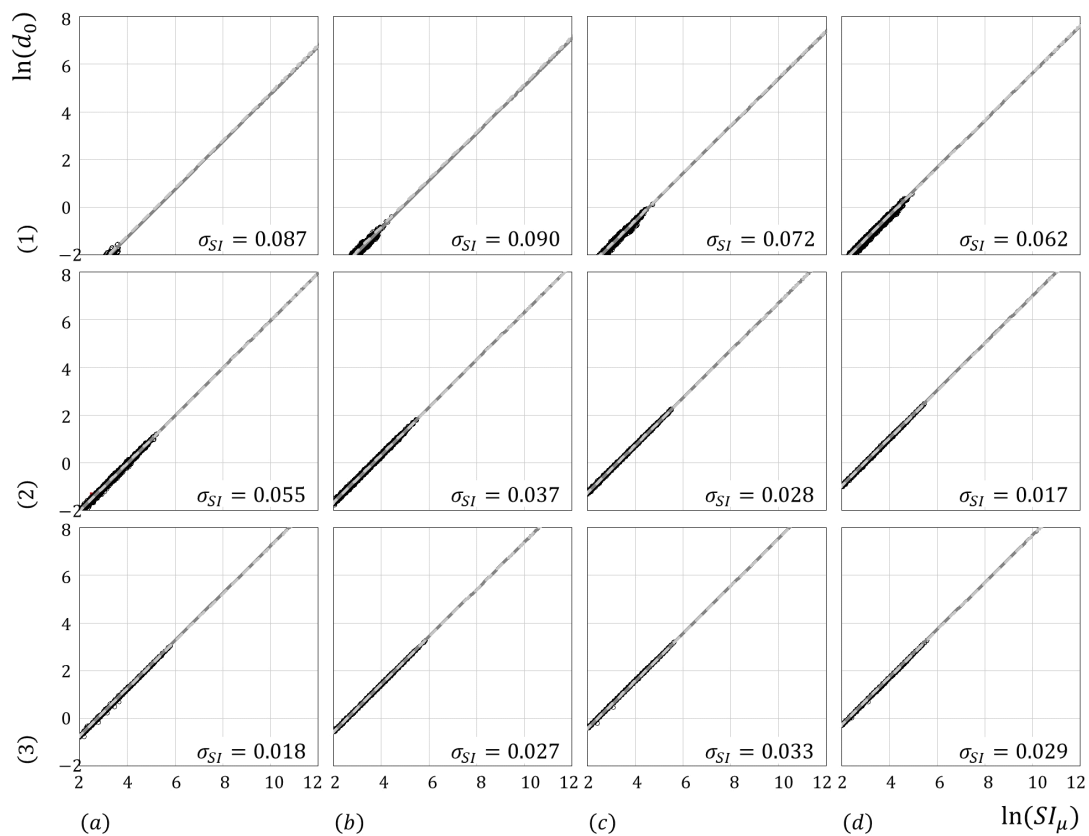


Fig. C.13 Relationship between $\ln(SI_{\mu})$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear, $\alpha = 0.99$)

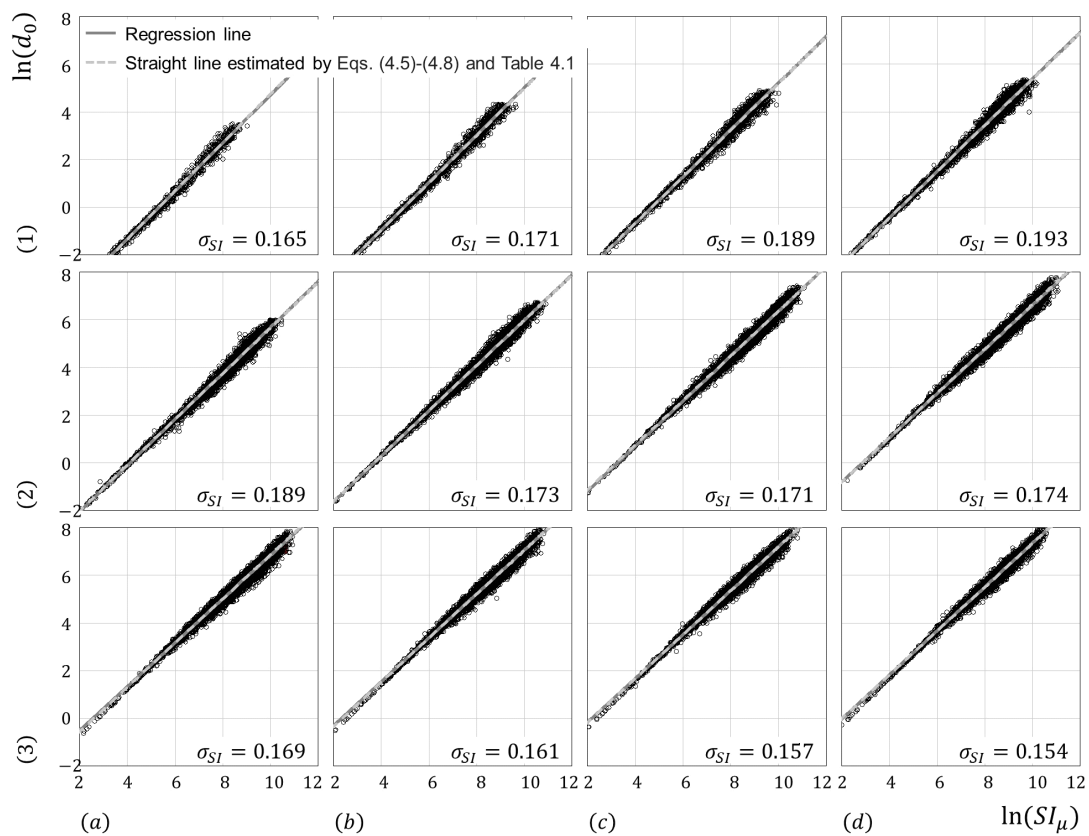


Fig. C.14 Relationship between $\ln(SI_{\mu})$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.00$)

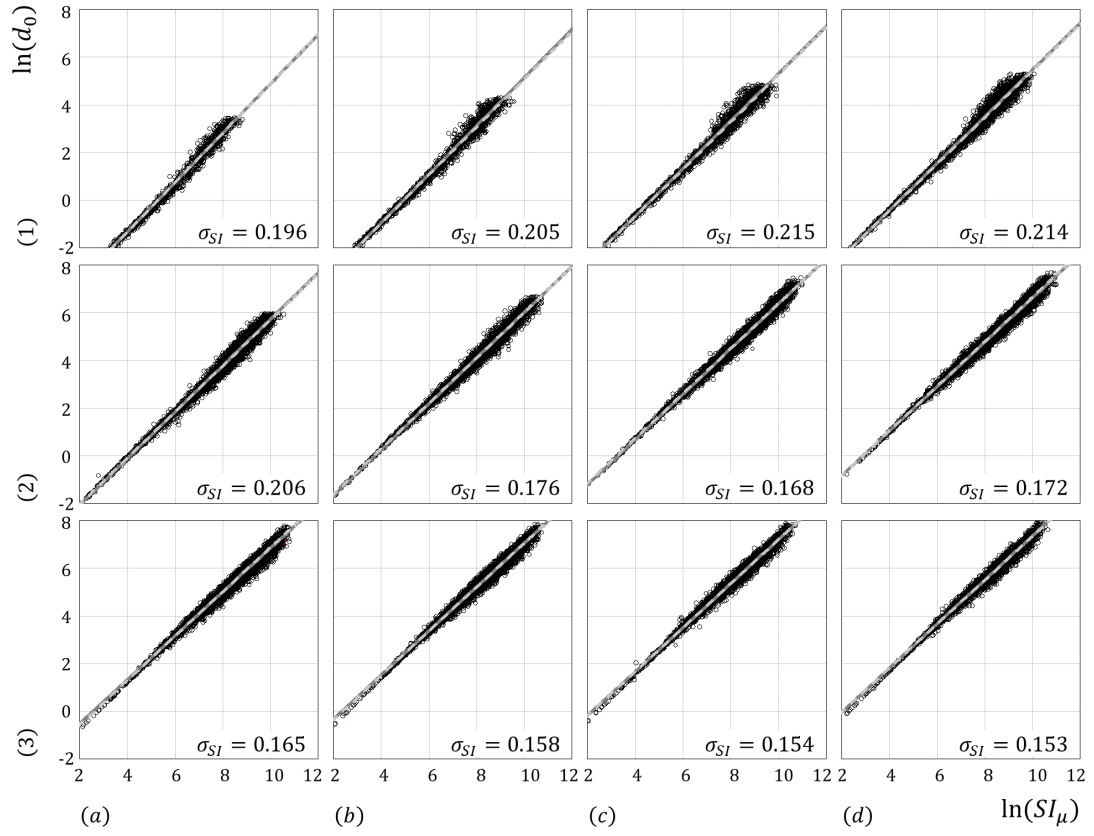


Fig. C.15 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.03$)

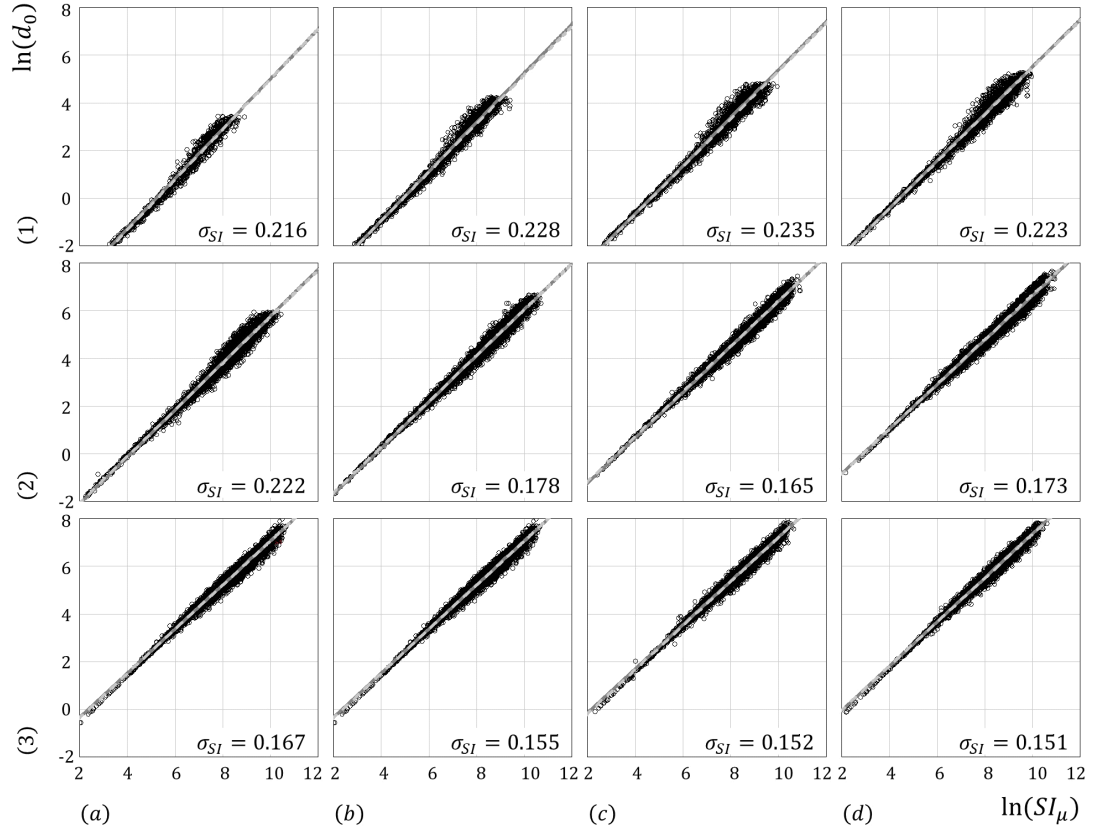


Fig. C.16 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.06$)

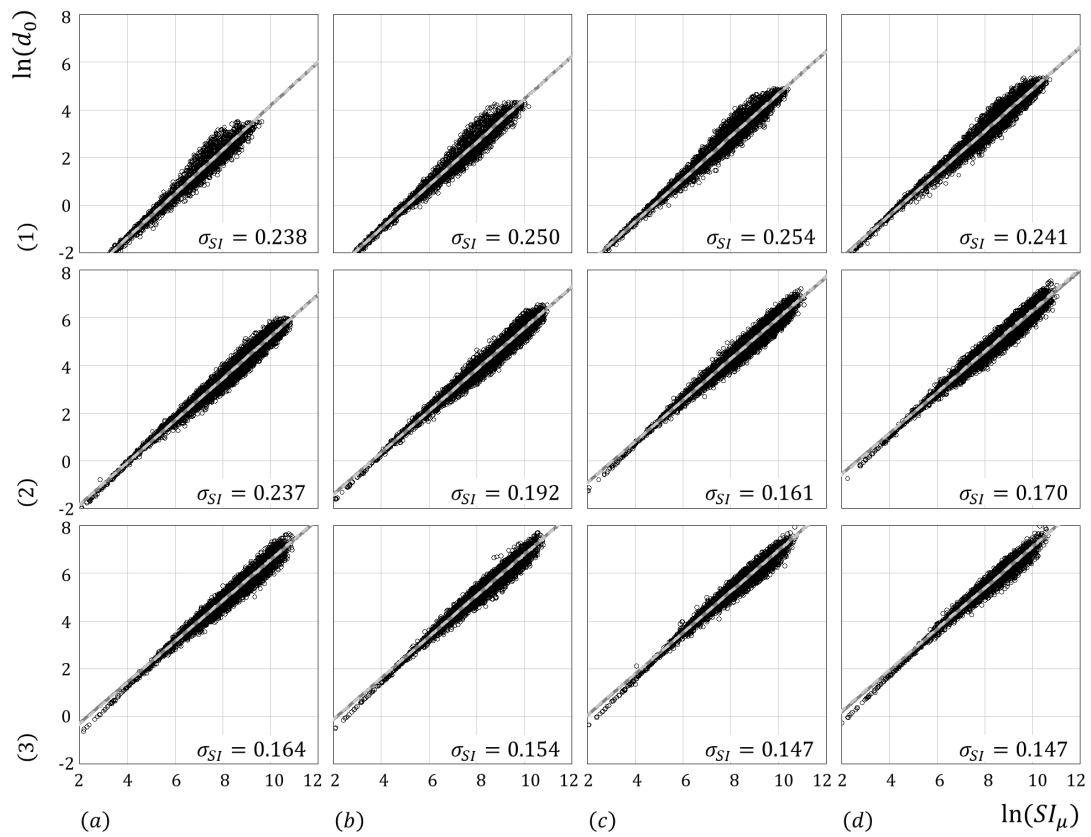


Fig. C.17 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.10$)

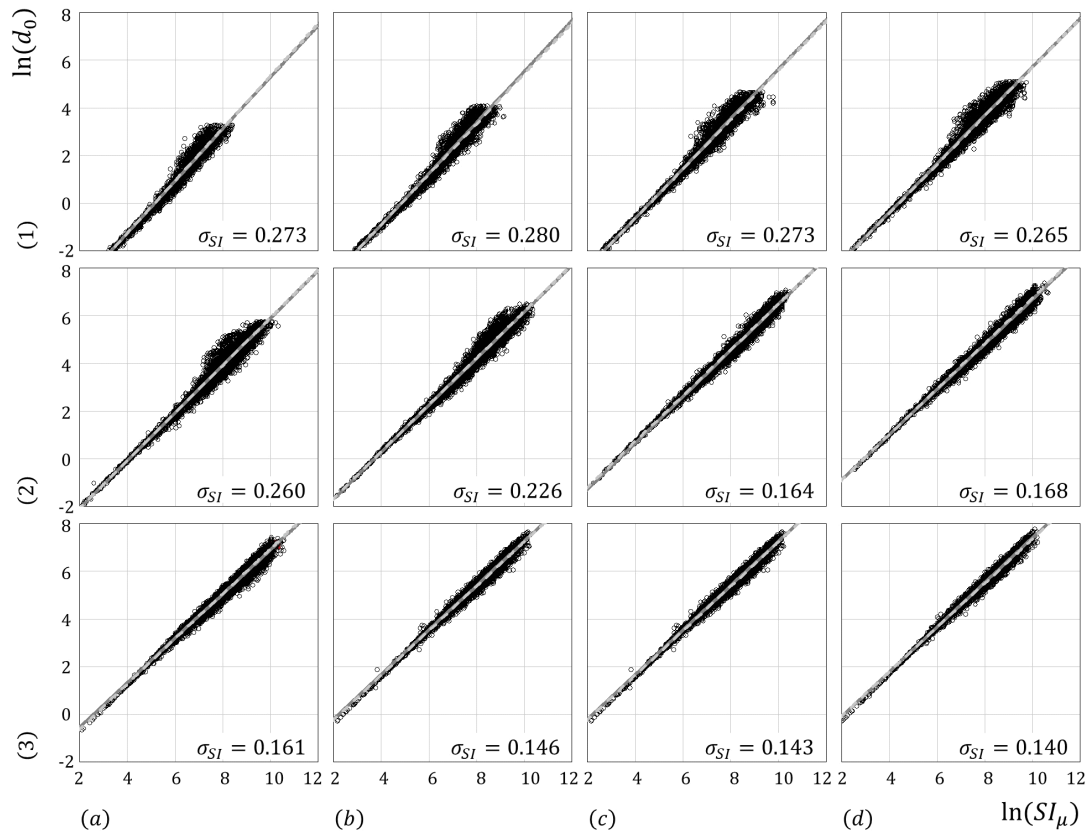


Fig. C.18 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.20$)

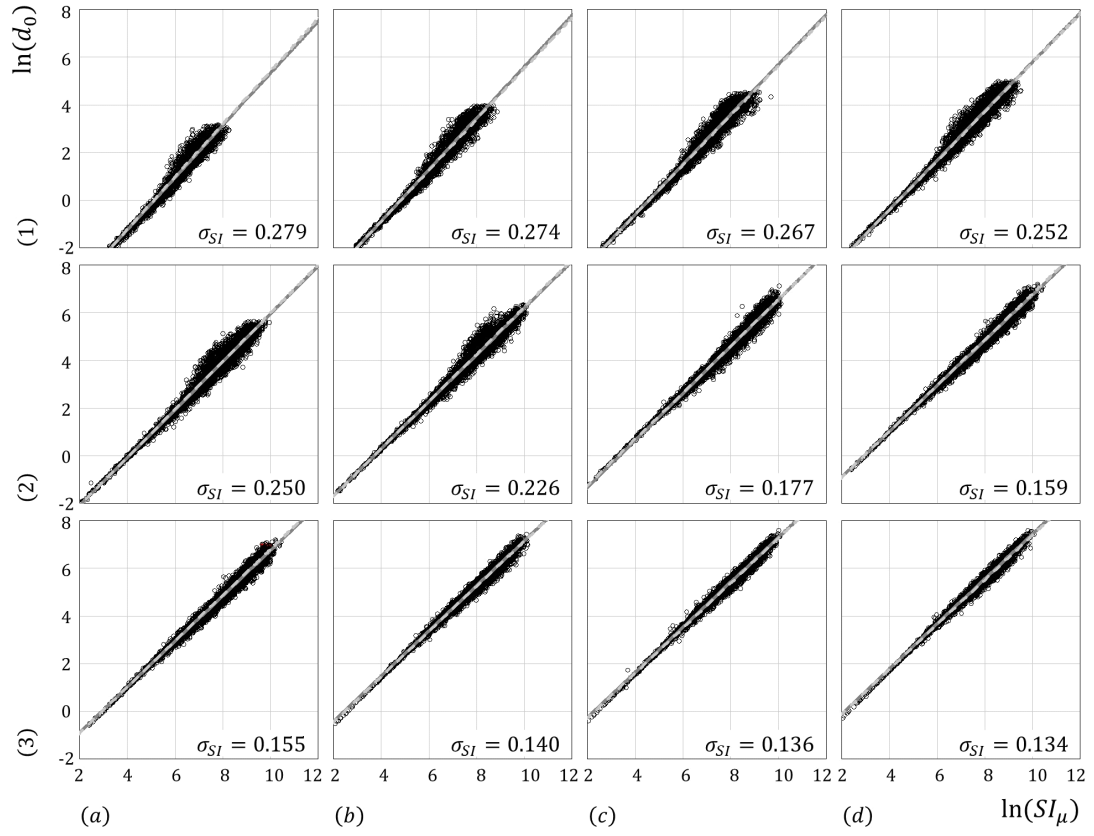


Fig. C.19 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.30$)

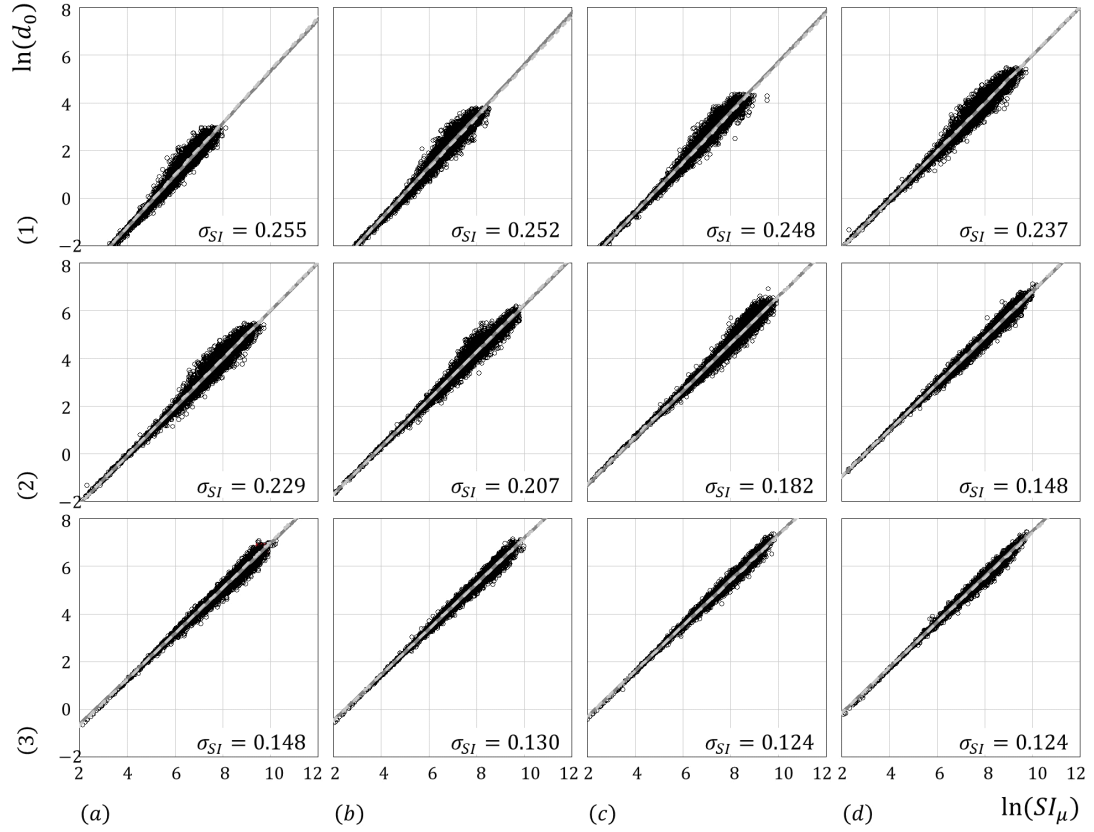


Fig. C.20 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.40$)

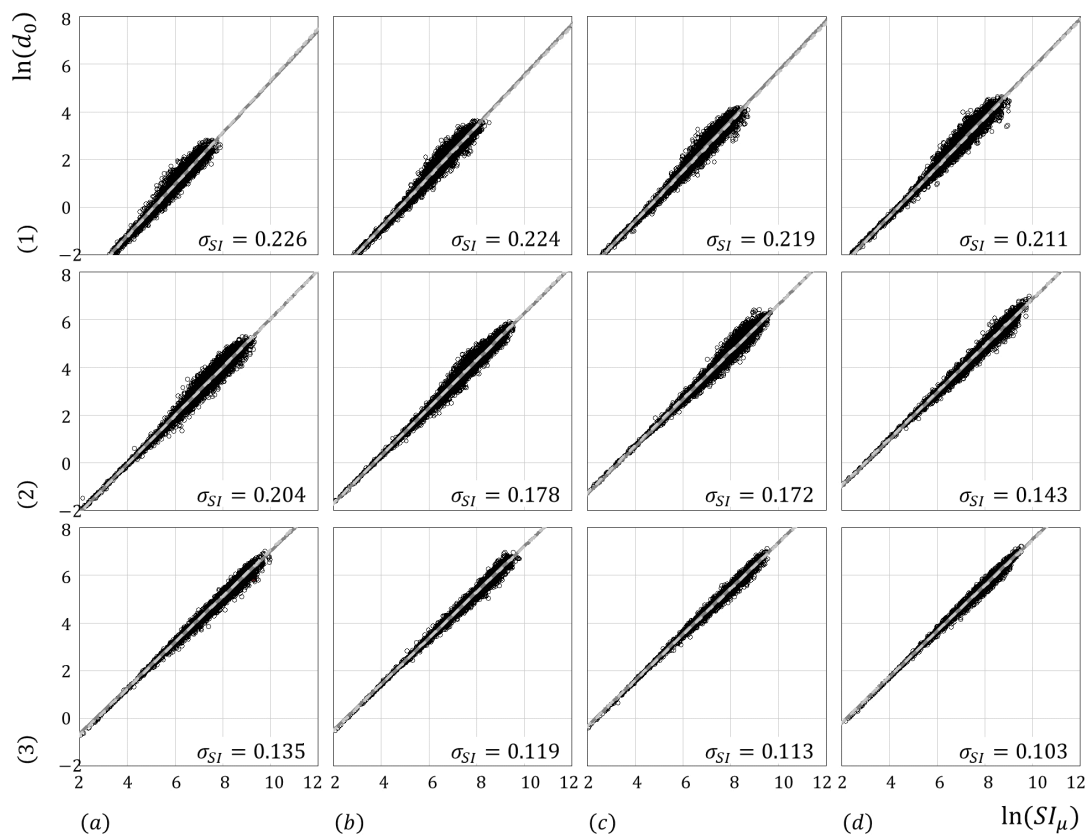


Fig. C.21 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.50$)

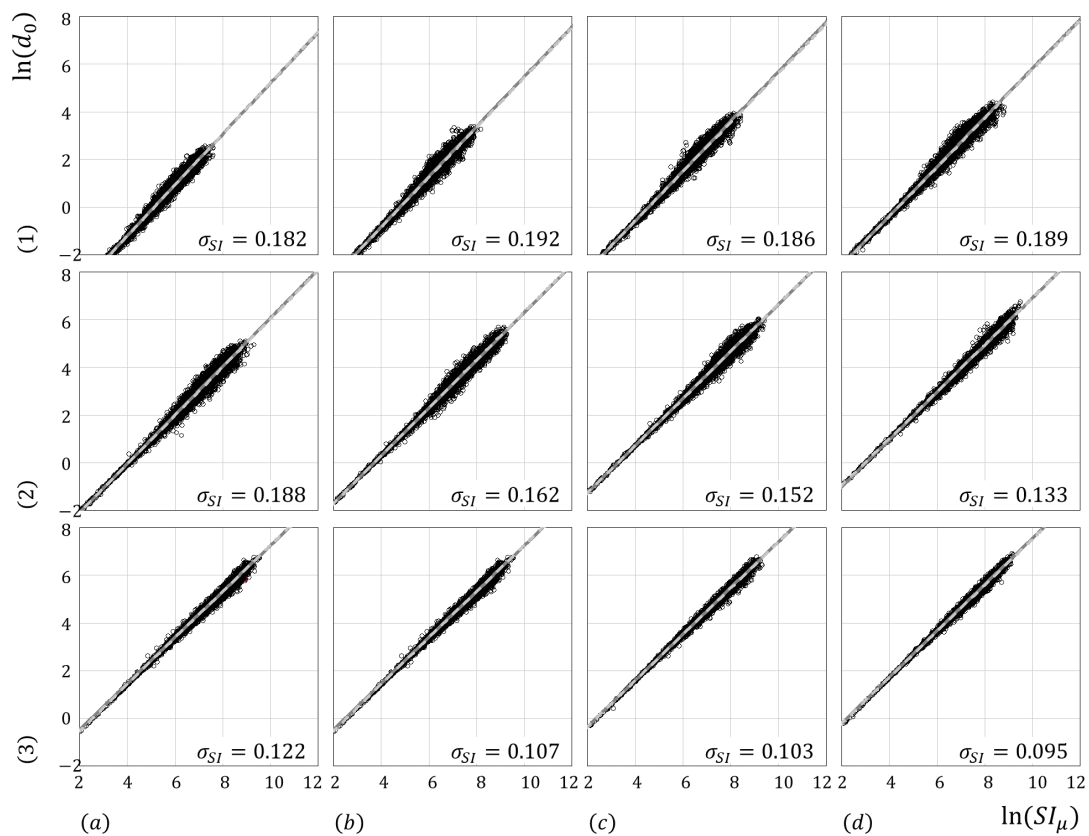


Fig. C.22 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.60$)

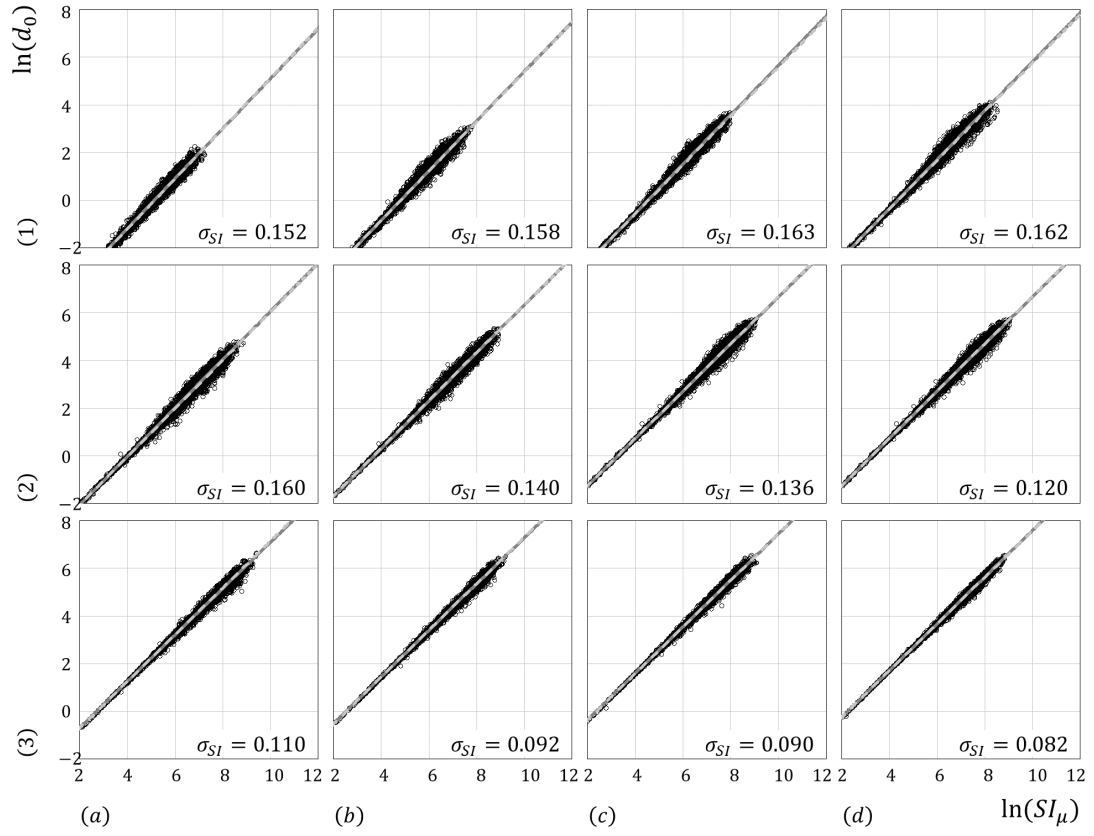


Fig. C.23 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.70$)

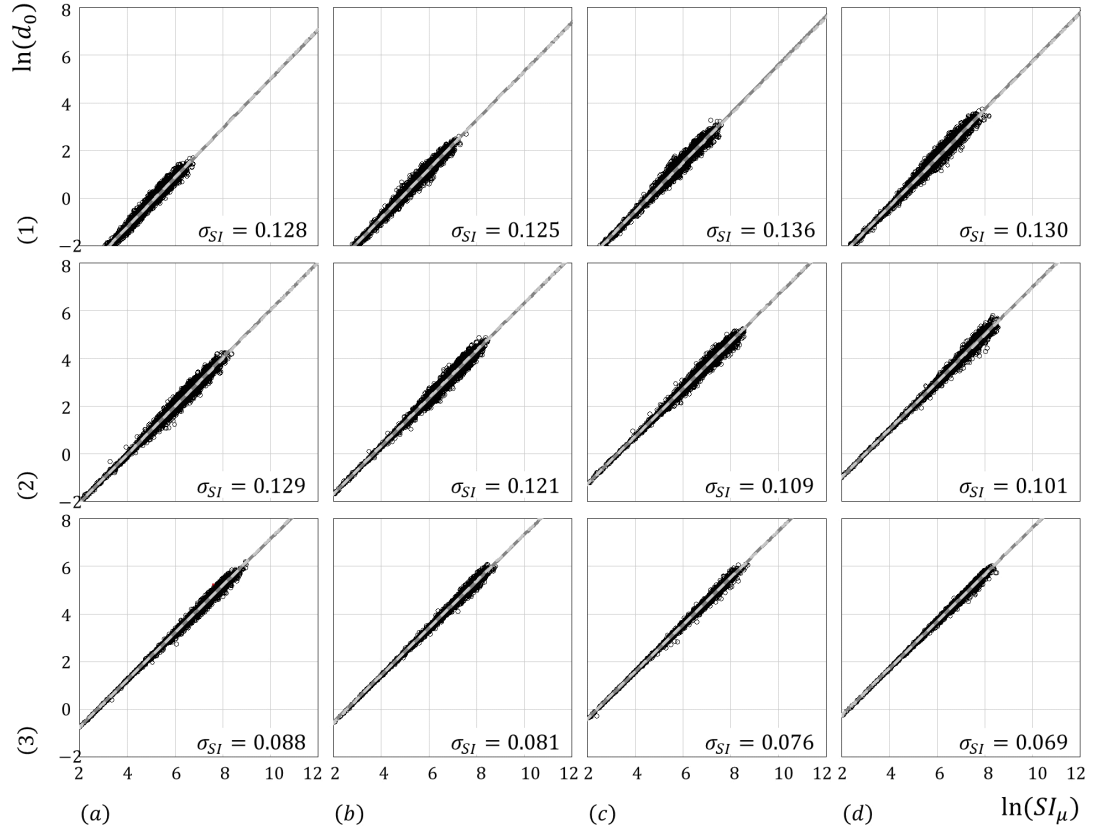


Fig. C.24 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.80$)

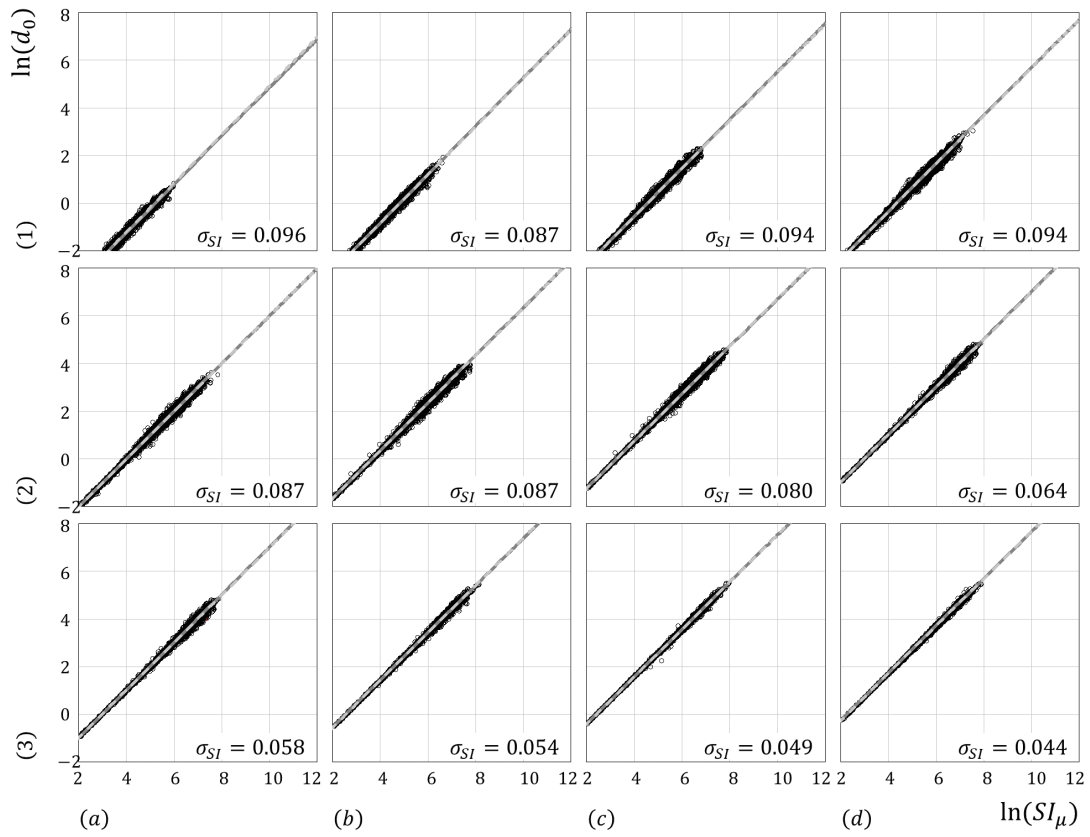


Fig. C.25 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.90$)

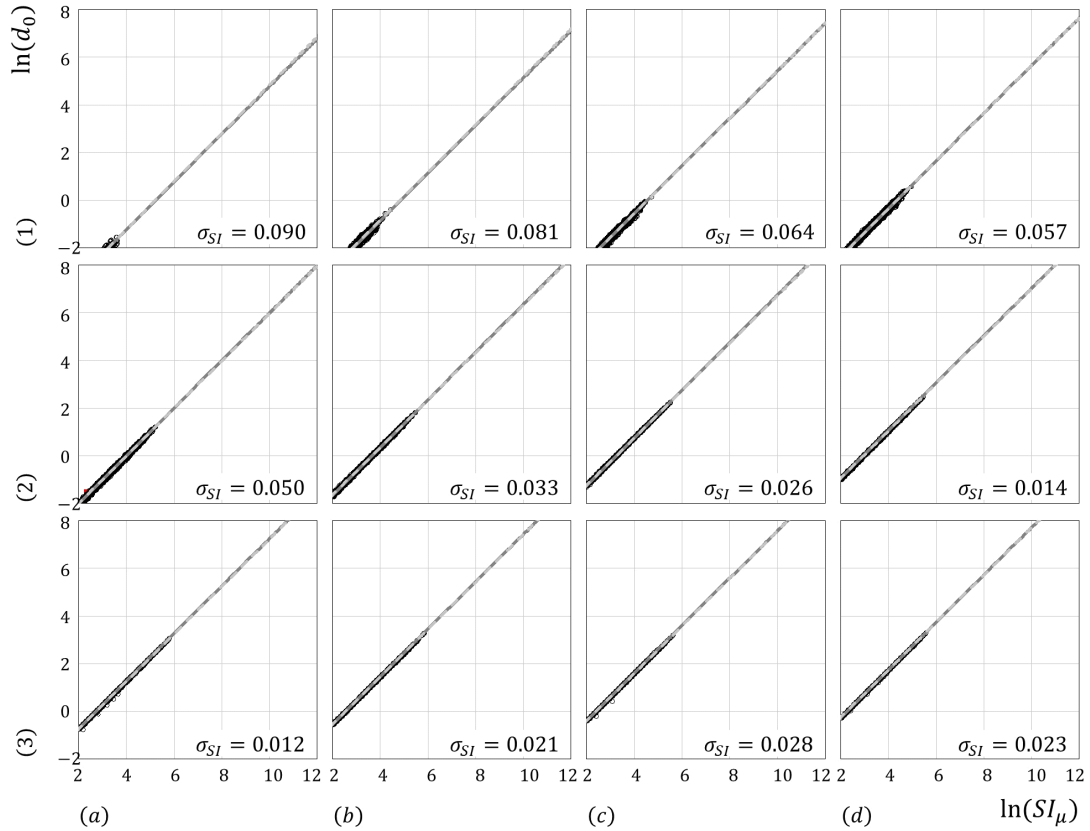


Fig. C.26 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.99$)

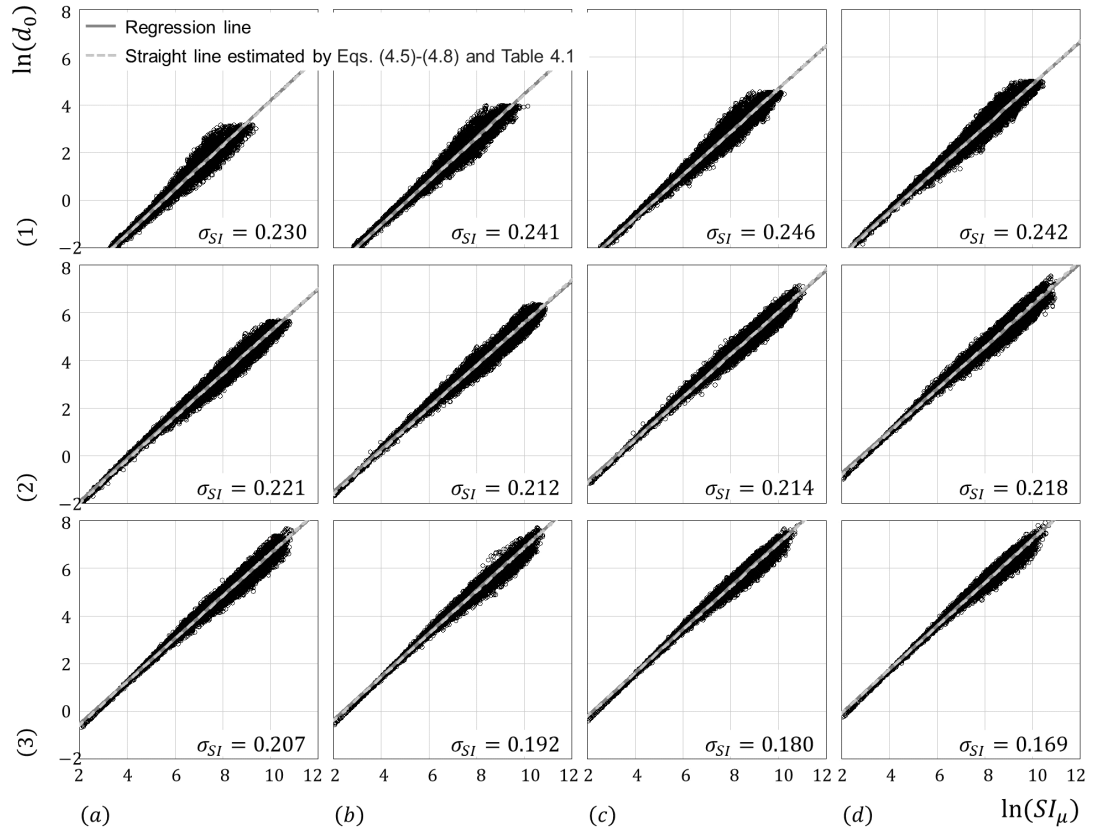


Fig. C.27 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.00$)

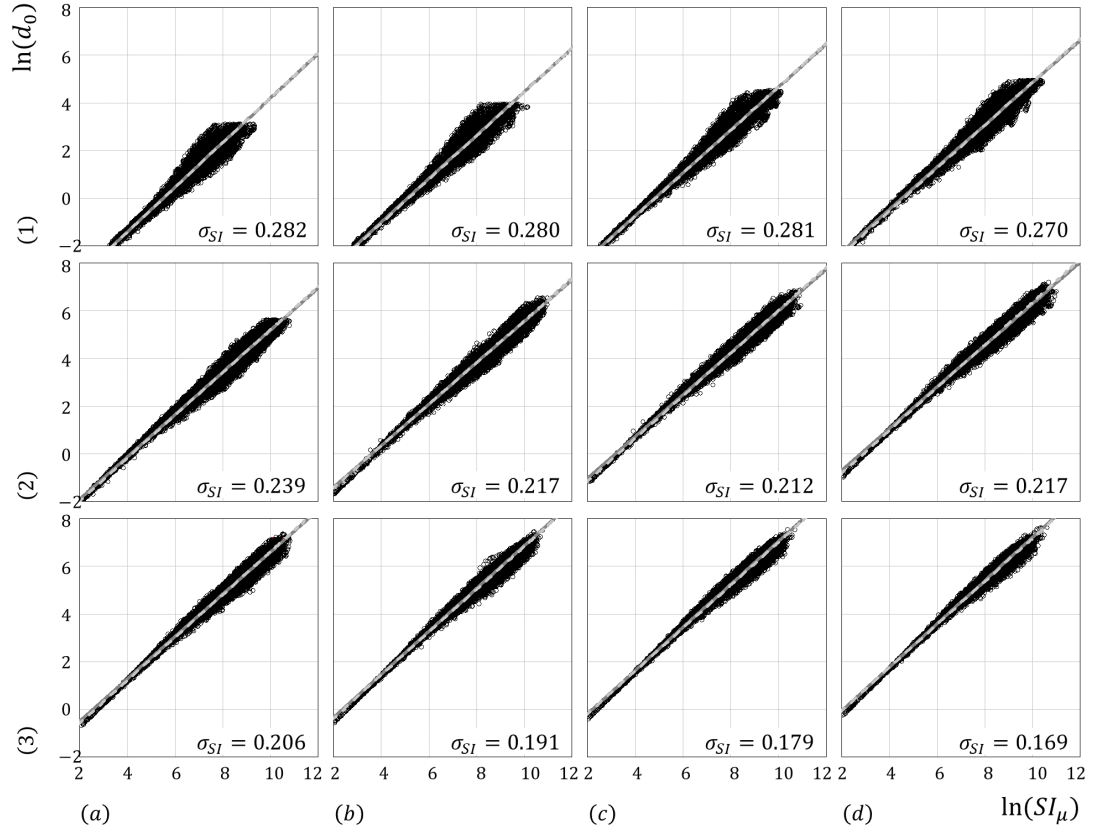


Fig. C.28 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.03$)

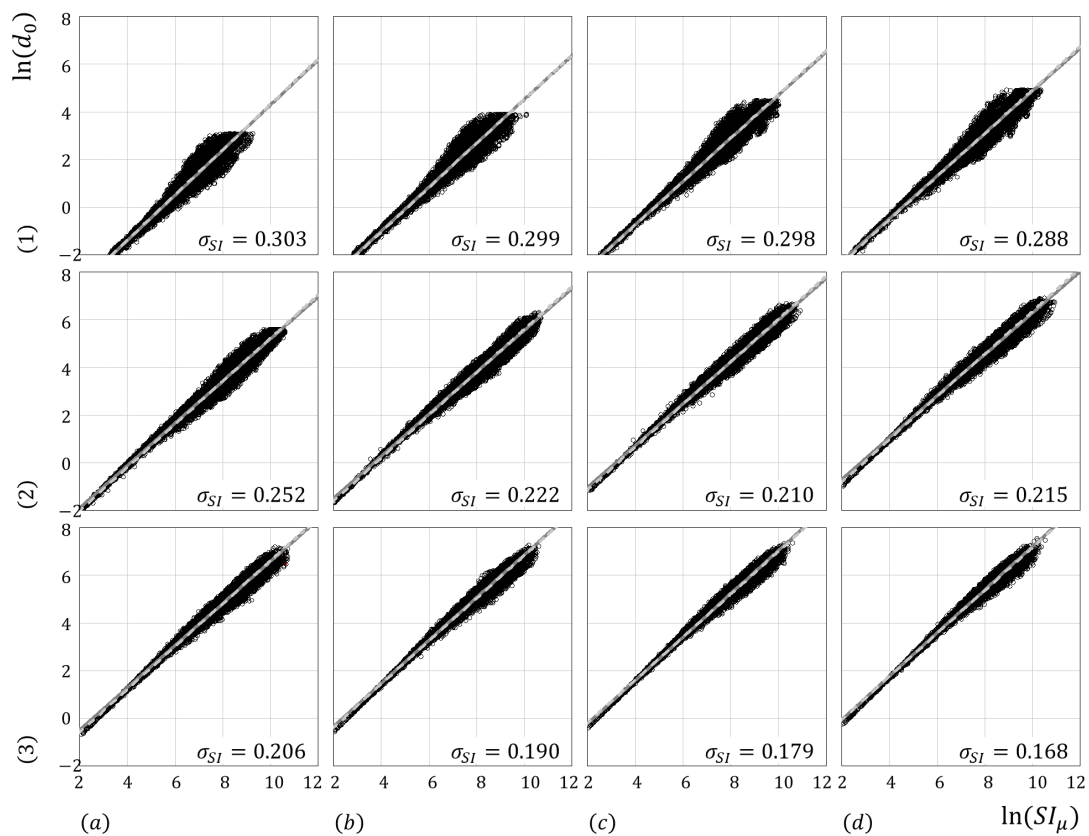


Fig. C.29 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.06$)

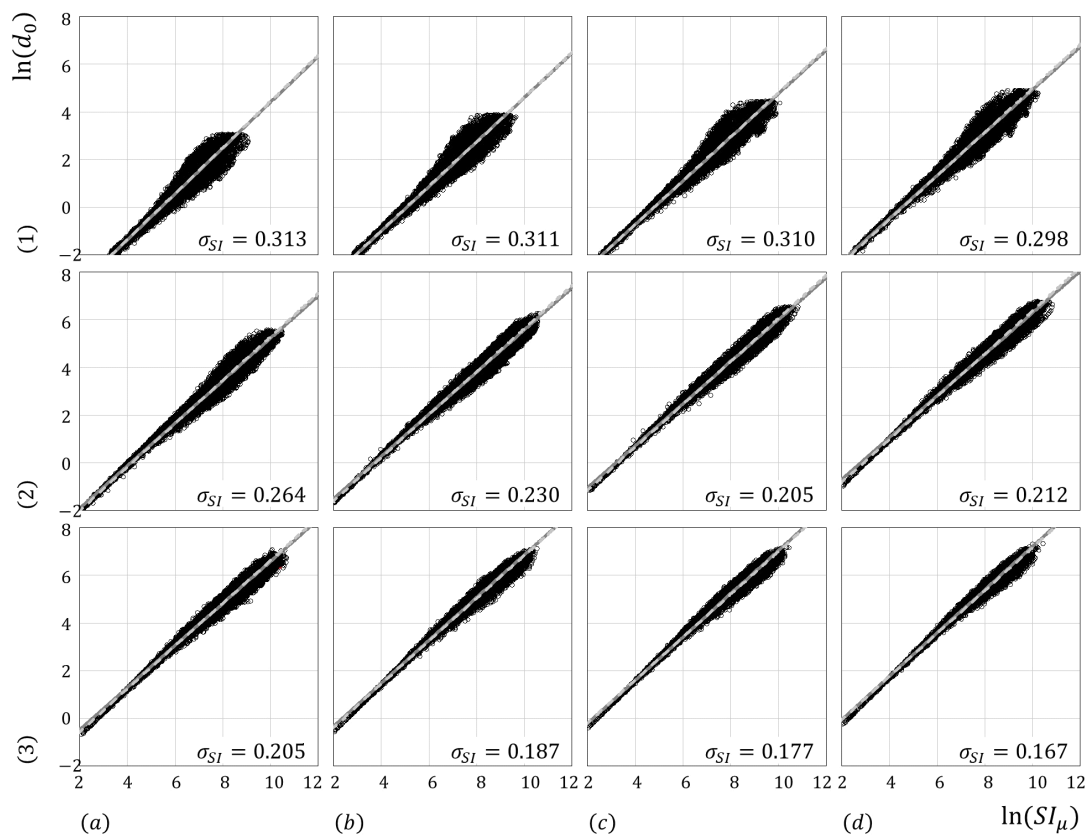


Fig. C.30 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.10$)

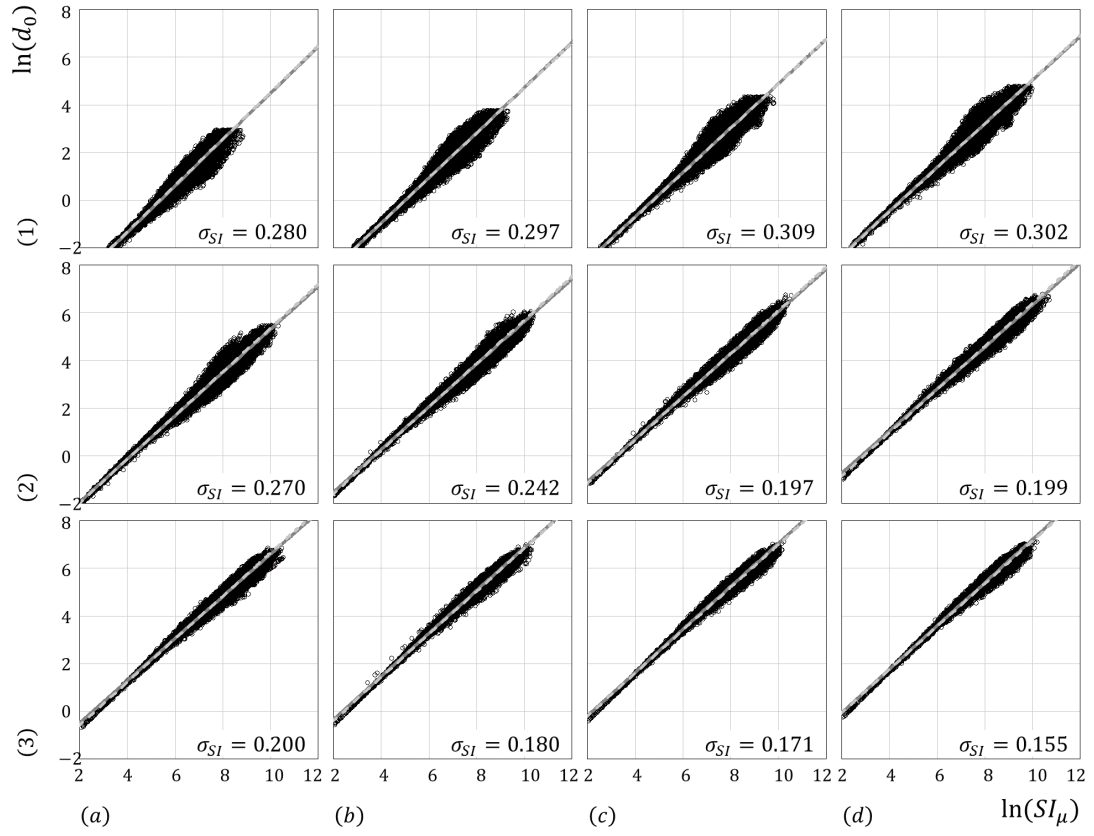


Fig. C.31 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.20$)

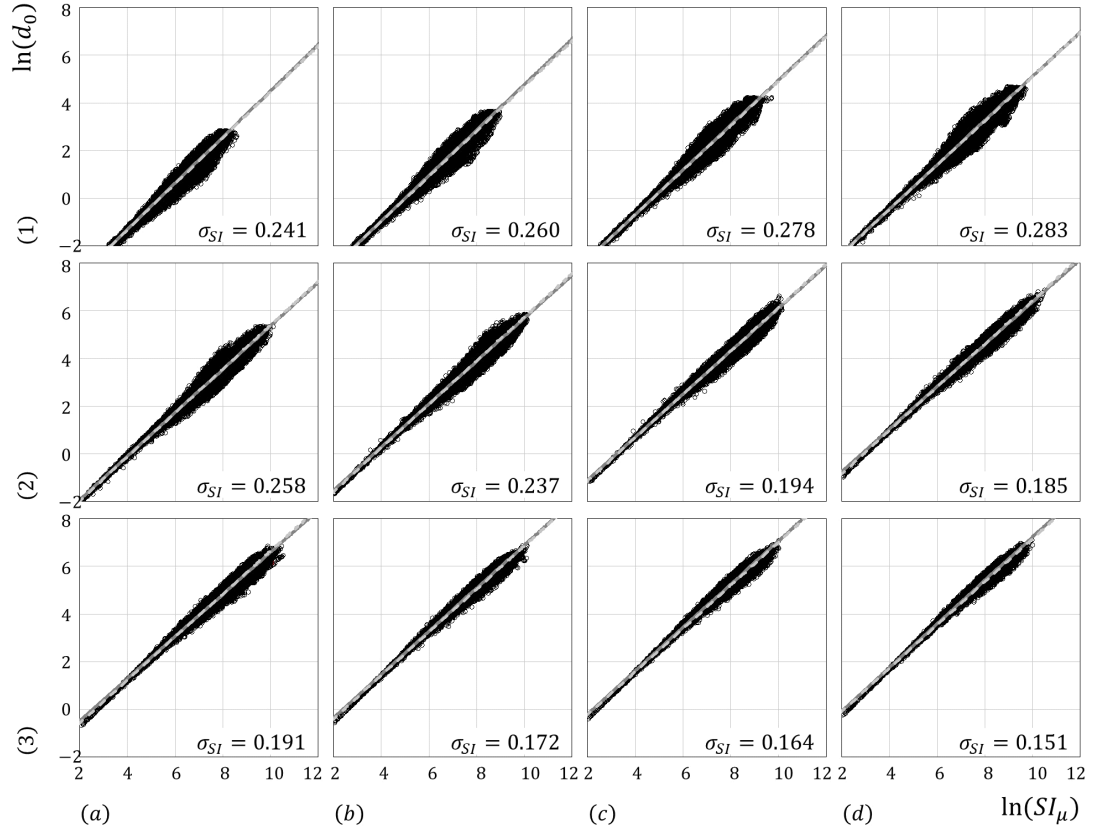


Fig. C.32 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.30$)

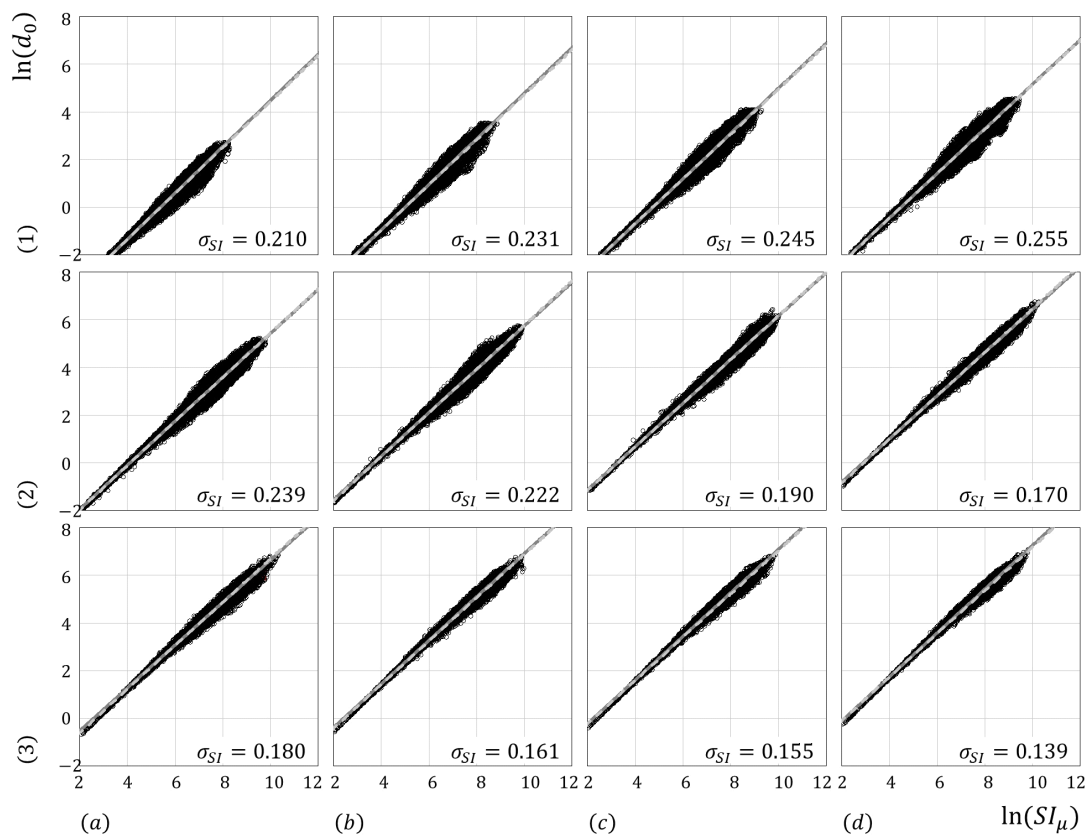


Fig. C.33 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.40$)

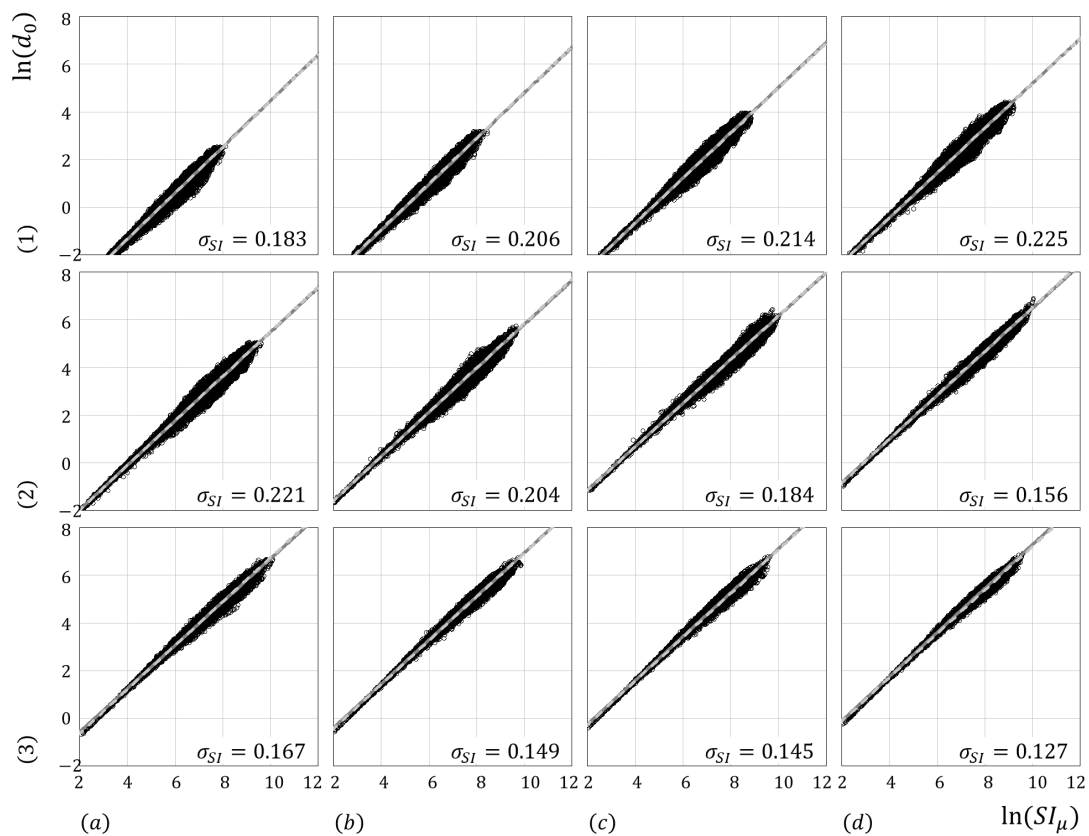


Fig. C.34 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.50$)

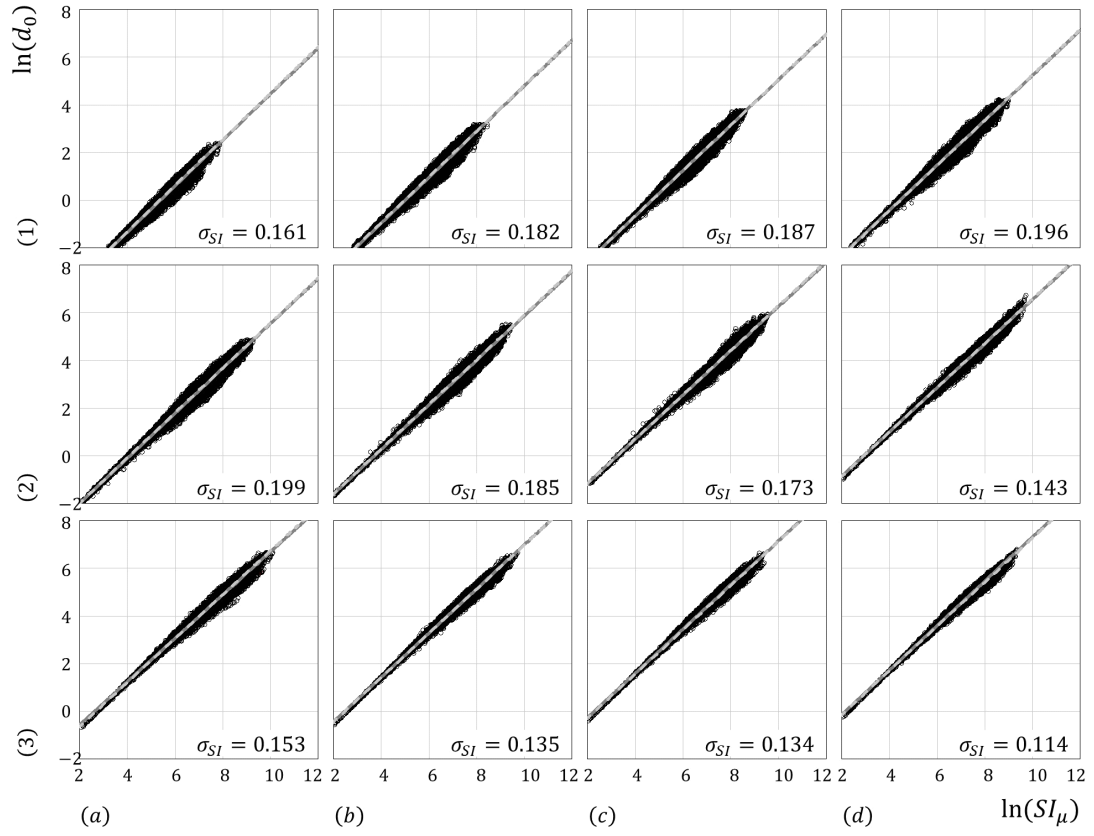


Fig. C.35 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.60$)

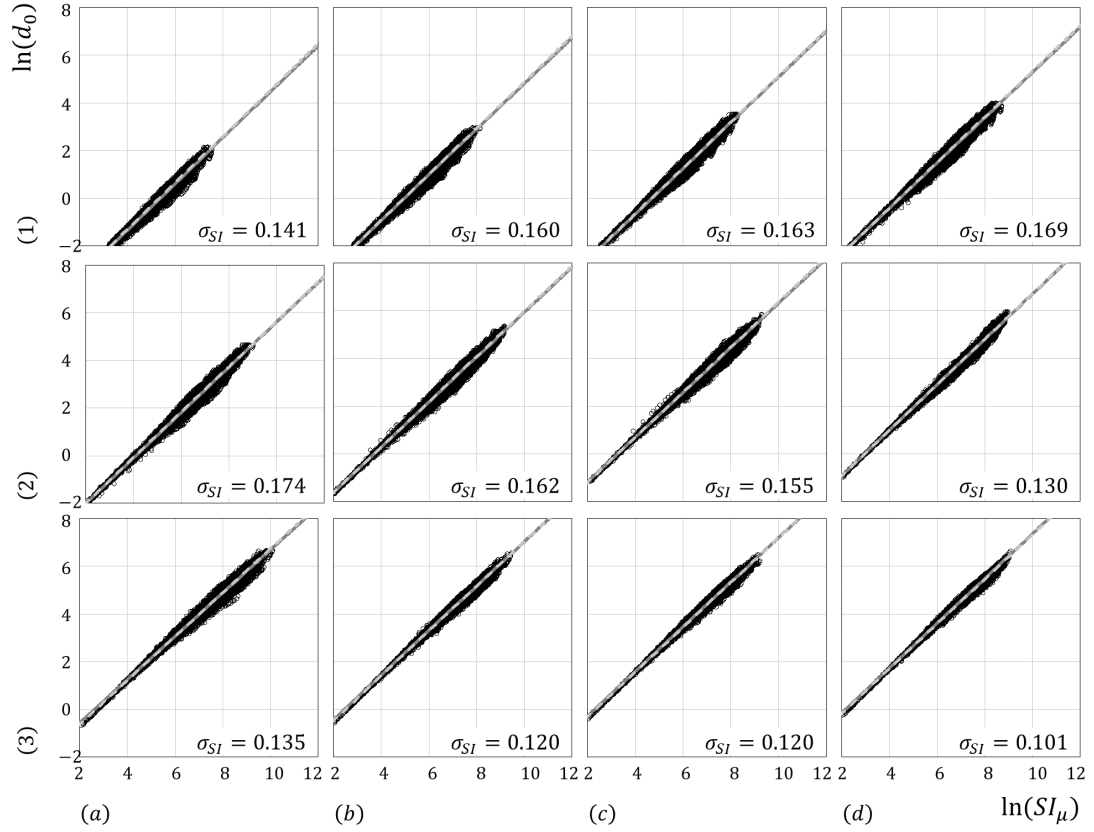


Fig. C.36 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.70$)

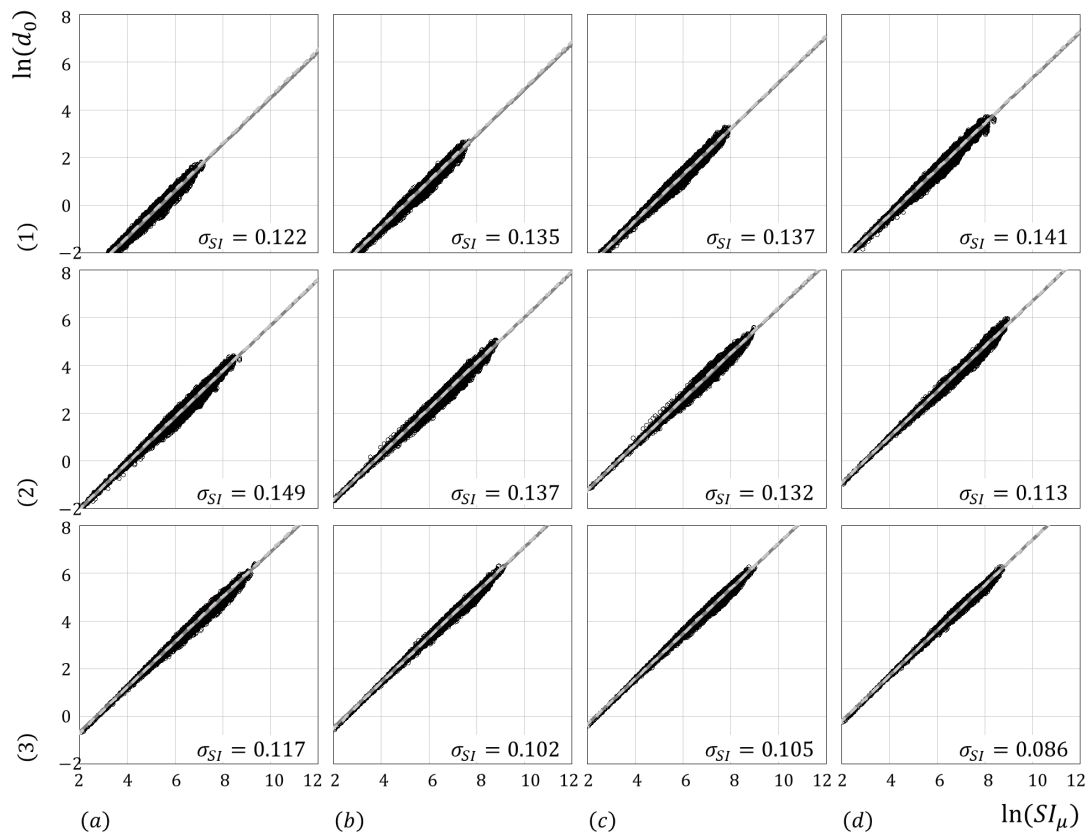


Fig. C.37 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.80$)

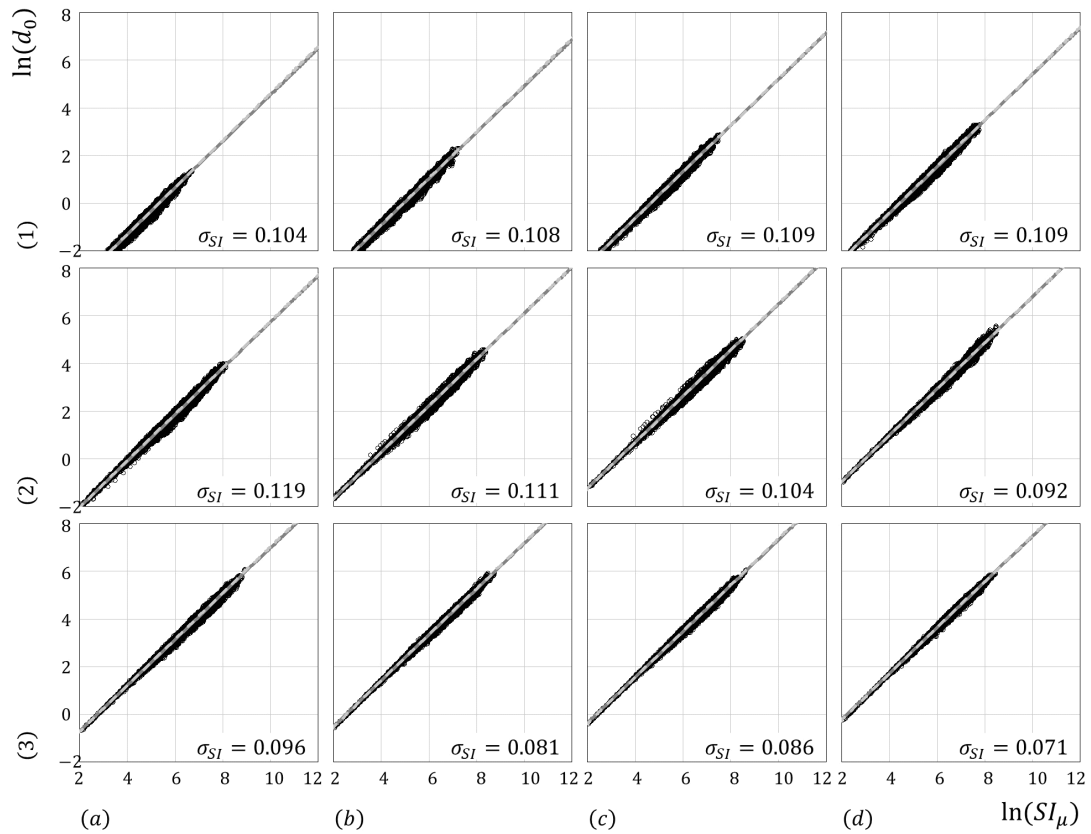


Fig. C.38 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.90$)

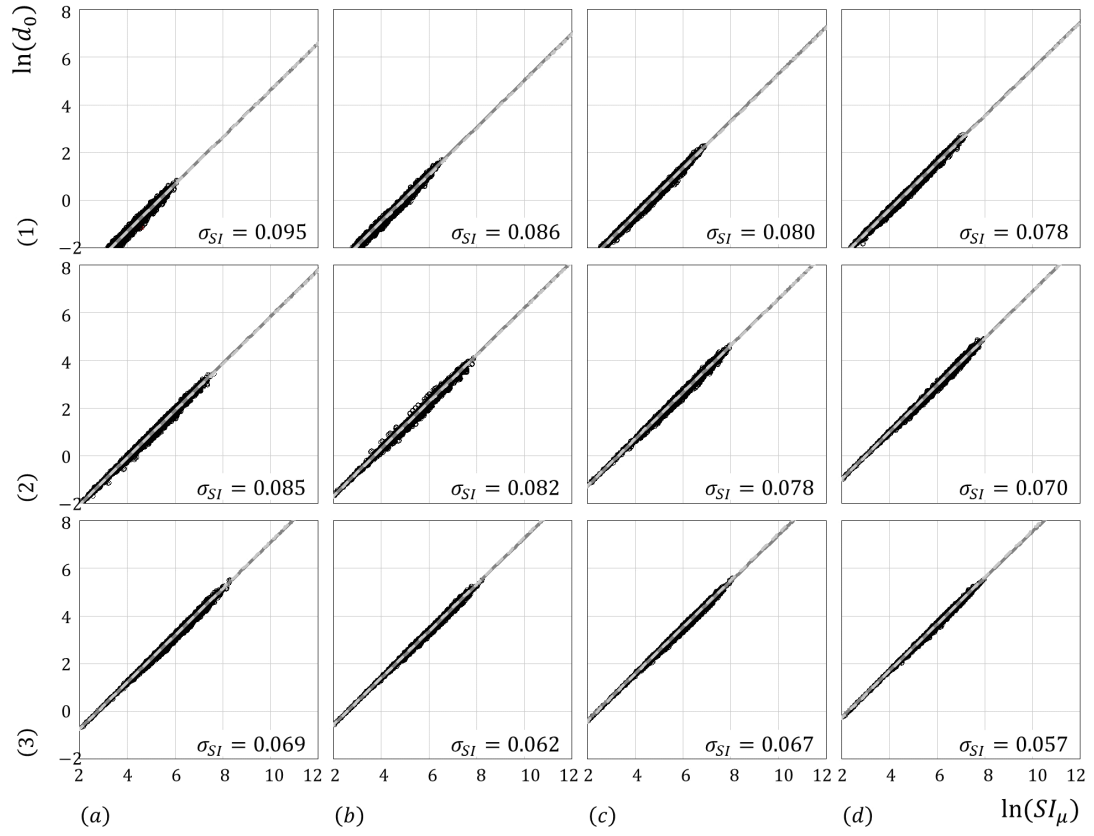


Fig. C.39 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.99$)

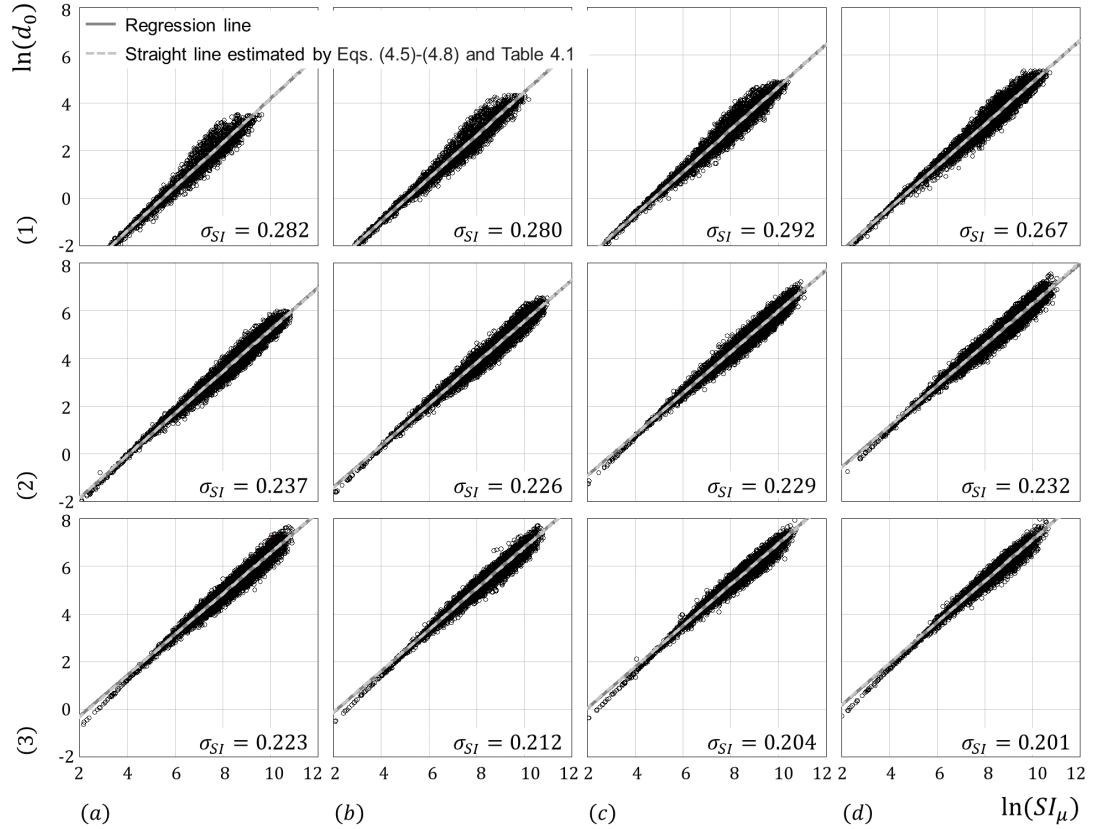


Fig. C.40 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.00$, $\beta = 0.00$)

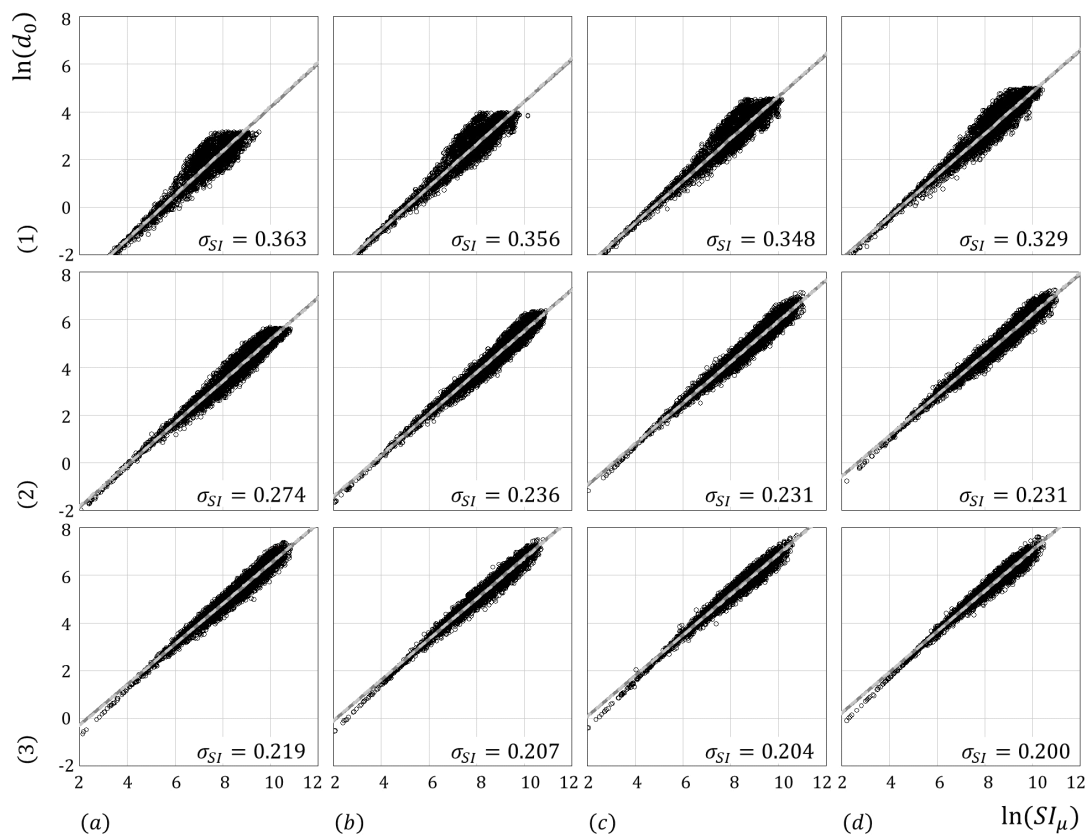


Fig. C.41 Relationship between $\ln(SI_{\mu})$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, $\beta = 0.00$)

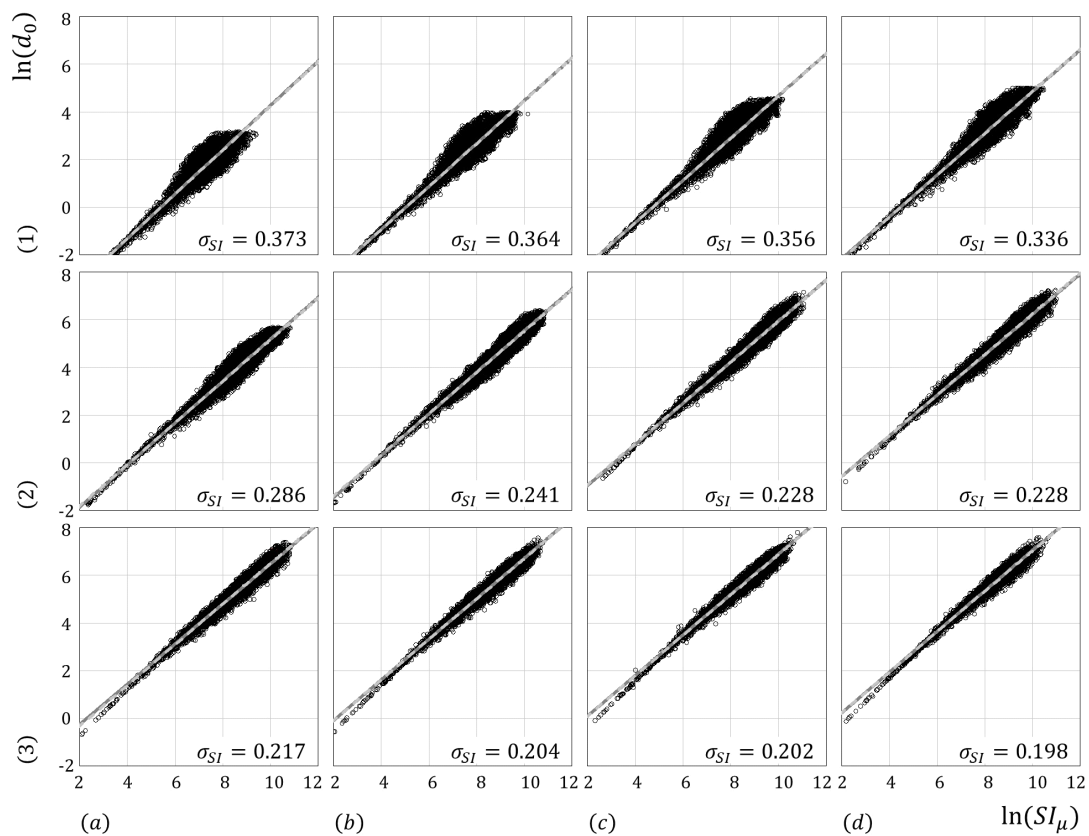


Fig. C.42 Relationship between $\ln(SI_{\mu})$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, $\beta = 0.00$)

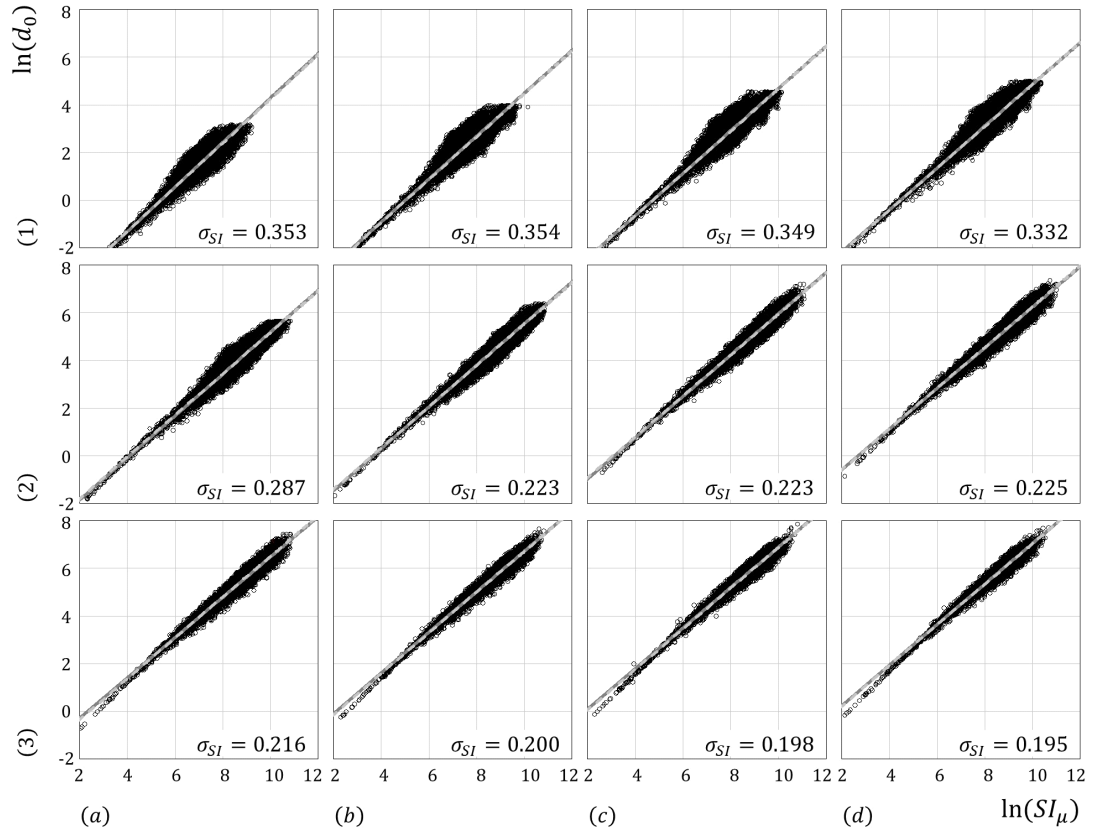


Fig. C.43 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, $\beta = 0.00$)

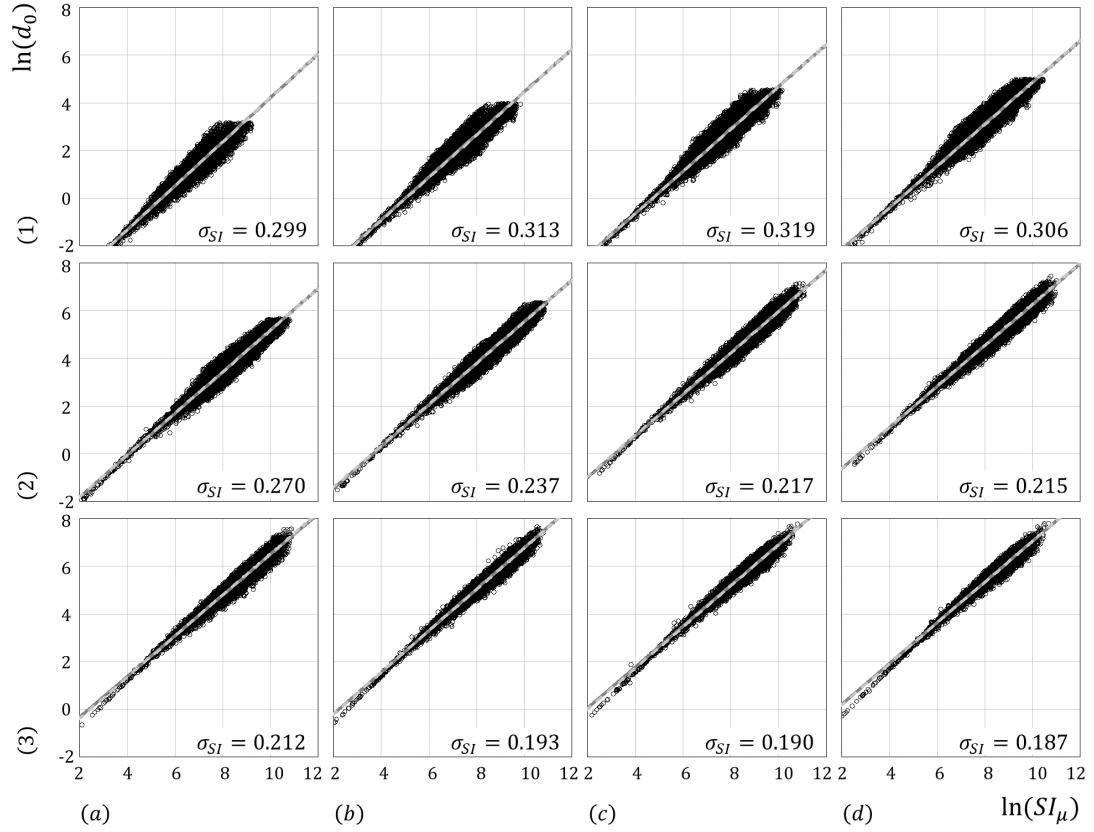


Fig. C.44 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, $\beta = 0.00$)

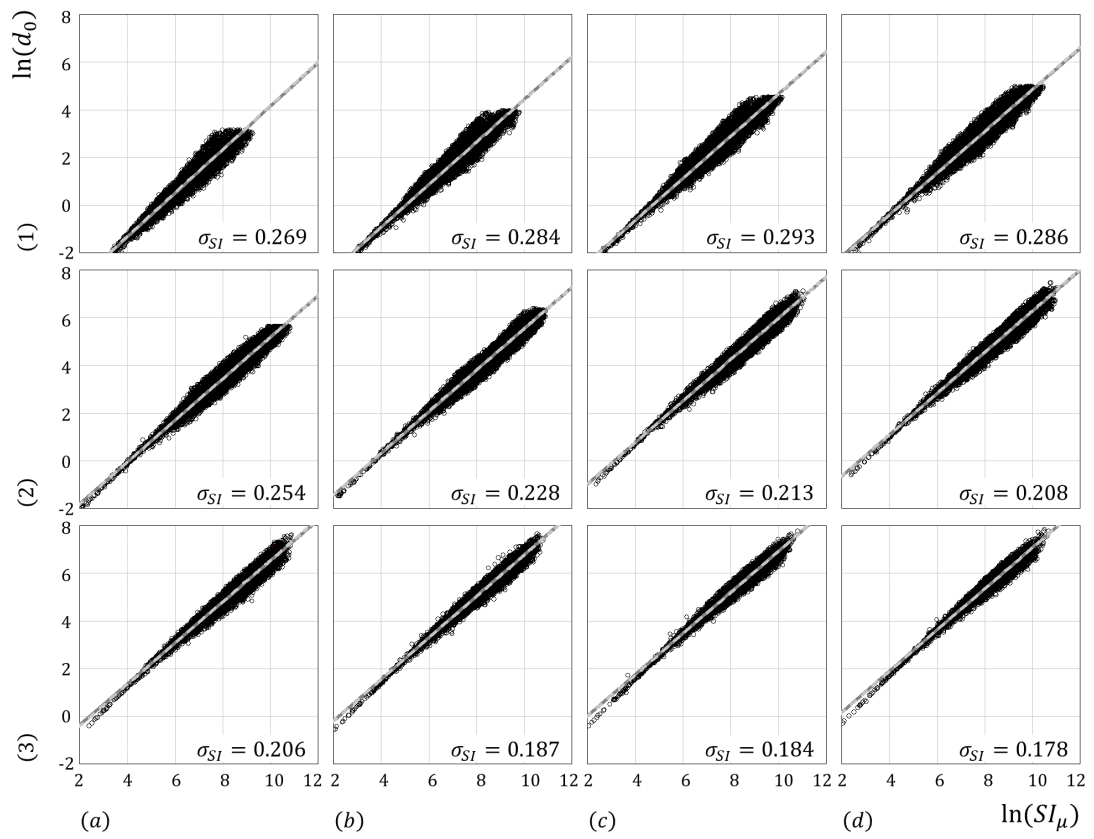


Fig. C.45 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, $\beta = 0.00$)

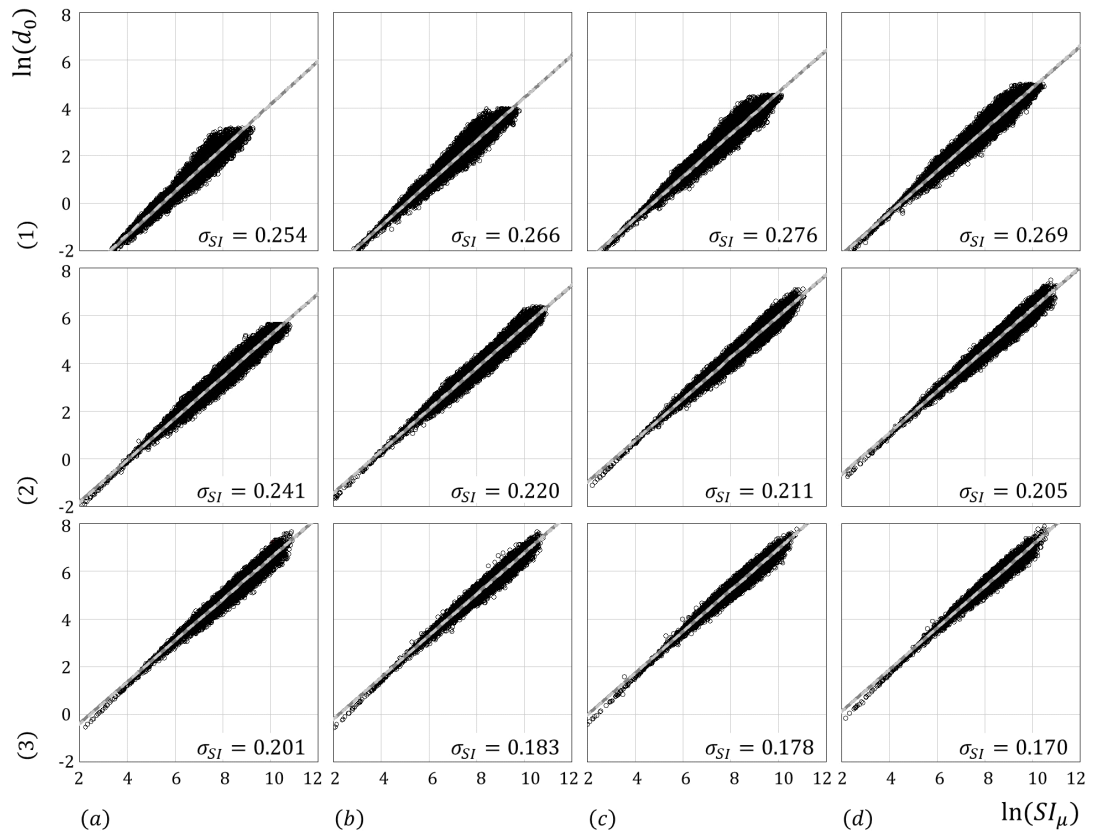


Fig. C.46 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, $\beta = 0.00$)

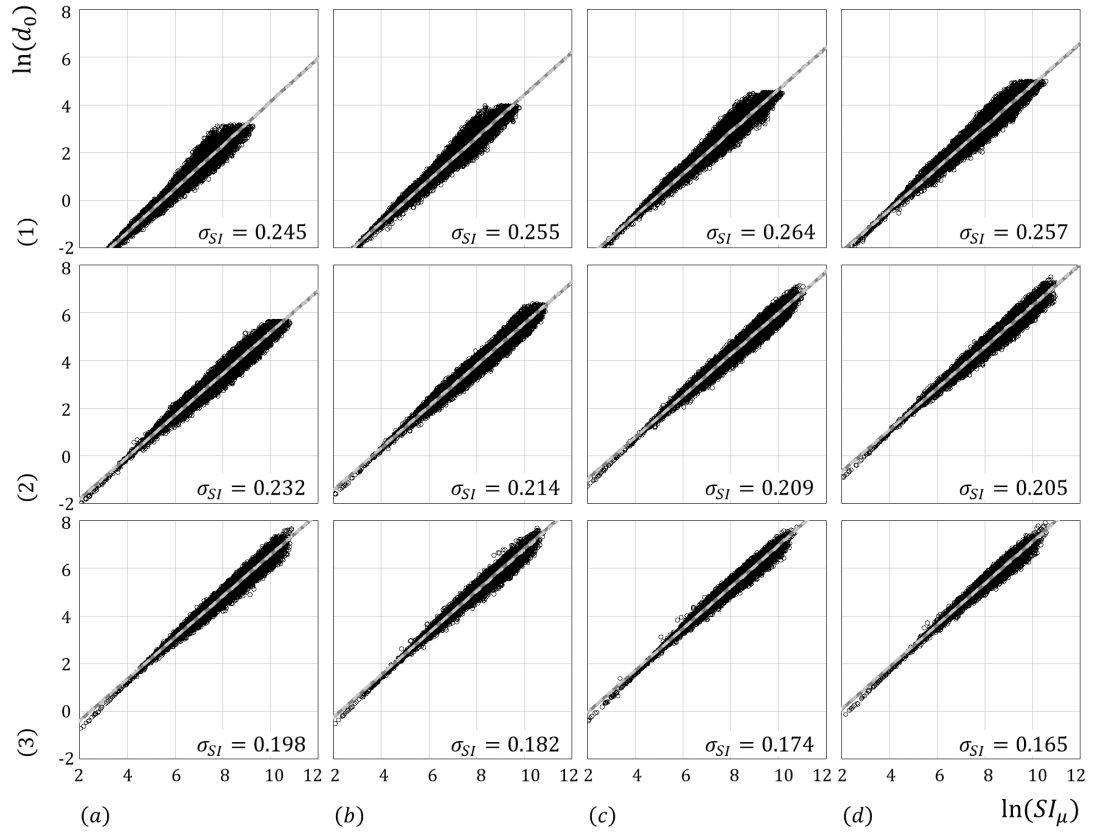


Fig. C.47 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, $\beta = 0.00$)

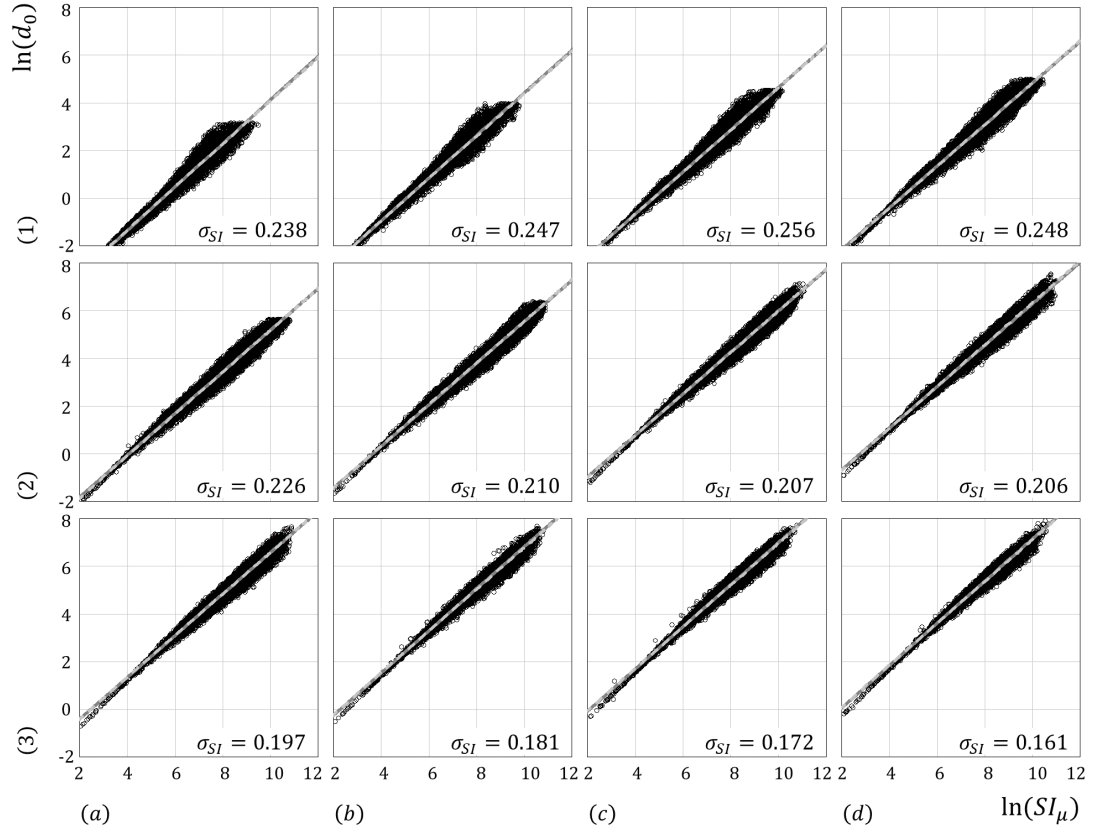


Fig. C.48 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, $\beta = 0.00$)

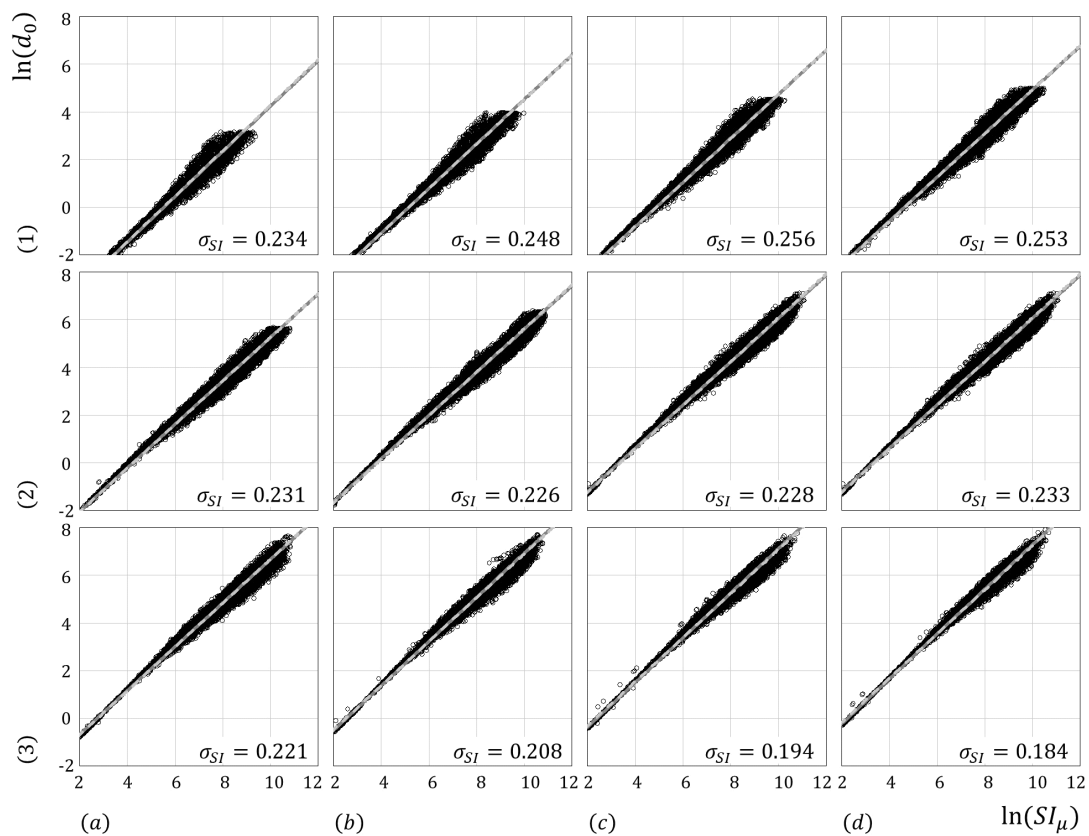


Fig. C.49 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, $\beta = 0.00$)

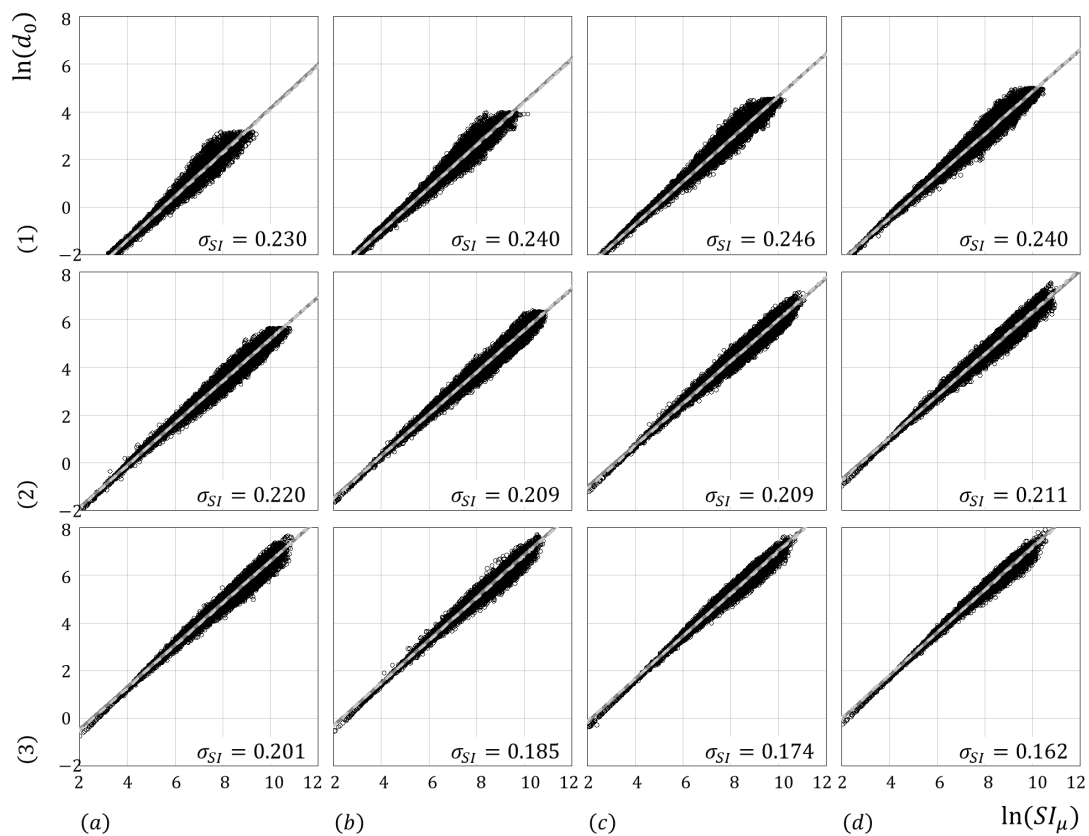


Fig. C.50 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, $\beta = 0.00$)

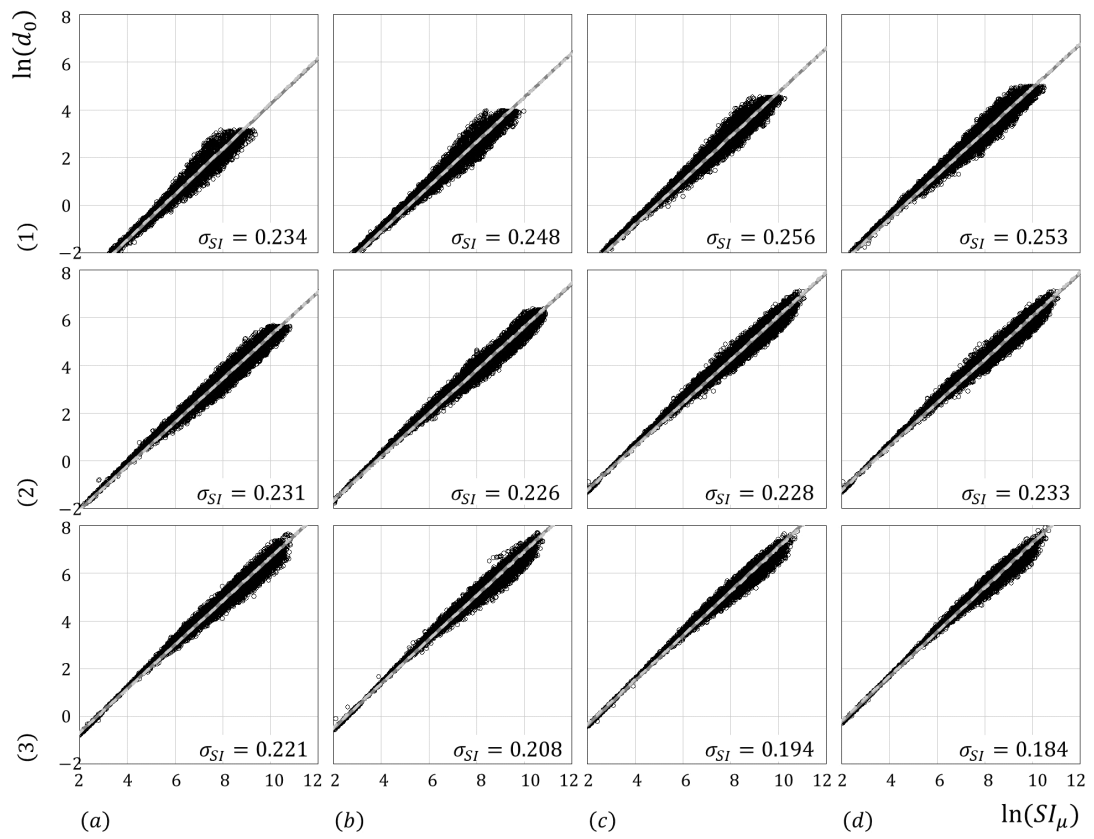


Fig. C.51 Relationship between $\ln(SI_\mu)$ and $\ln(d_0)$ (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, $\beta = 0.00$)

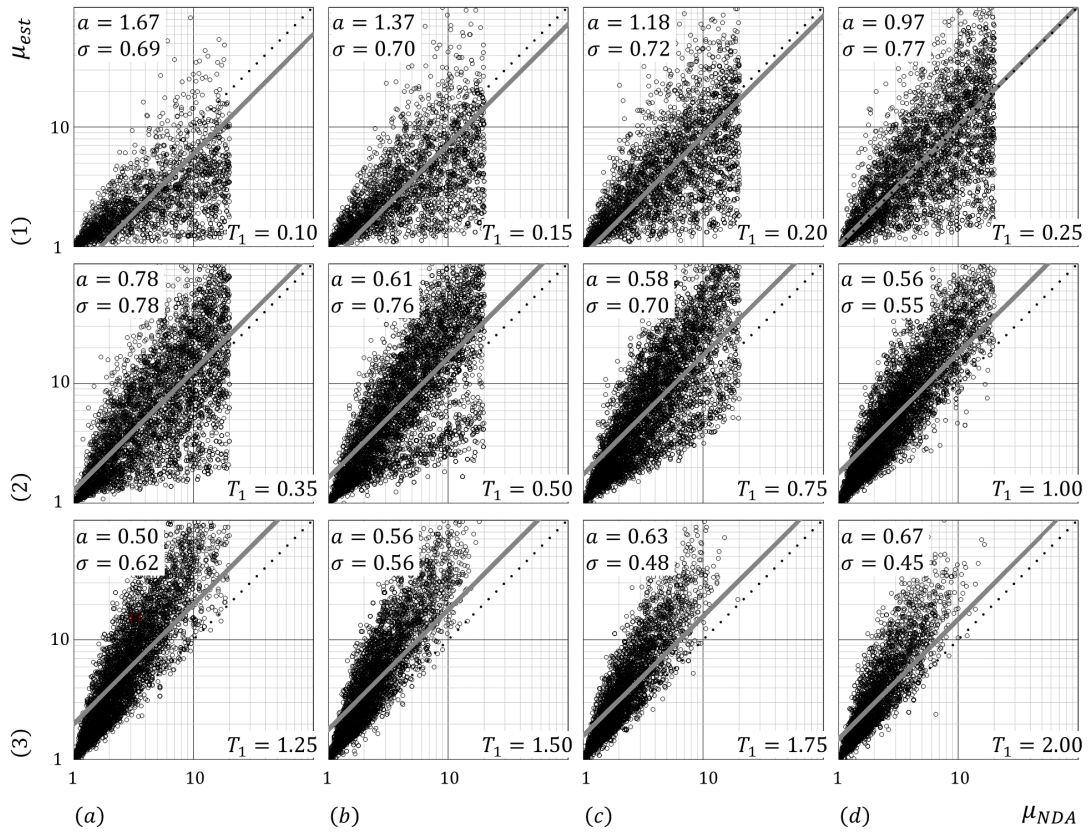


Fig. C.52 Relationship between μ_{NDA} and μ_{est} (ECR, Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

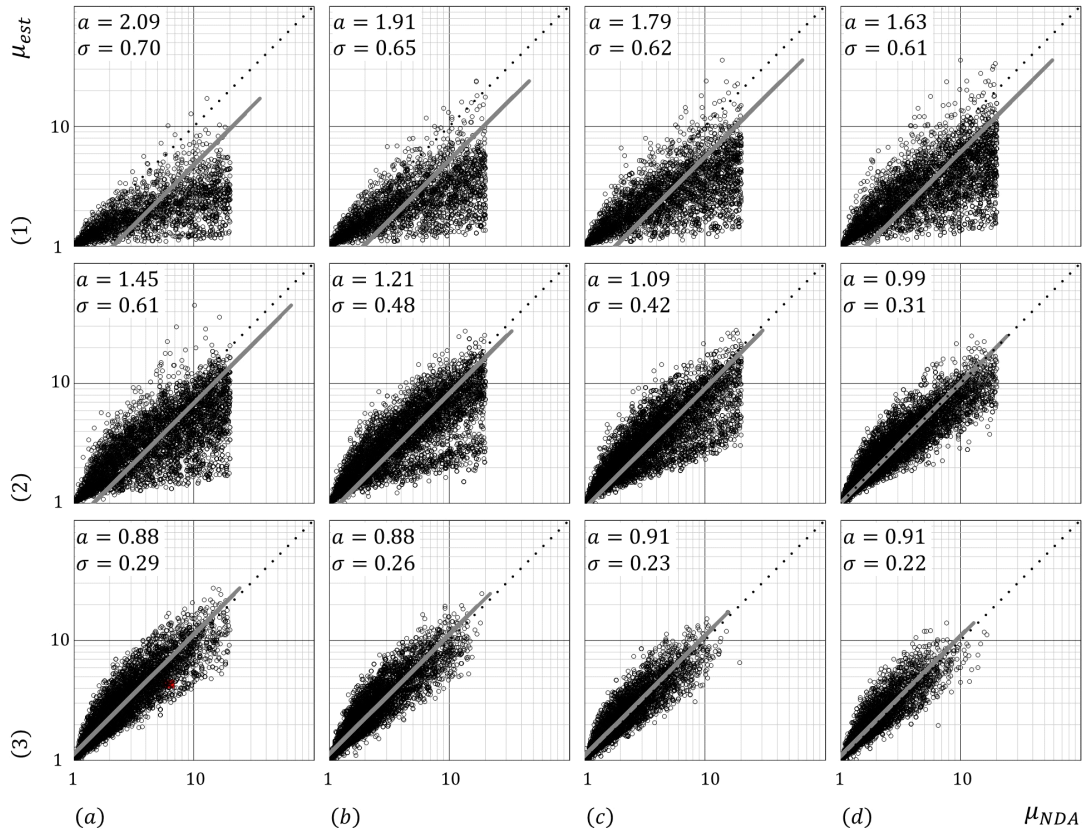


Fig. C.53 Relationship between μ_{NDA} and μ_{est} (DCR, Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

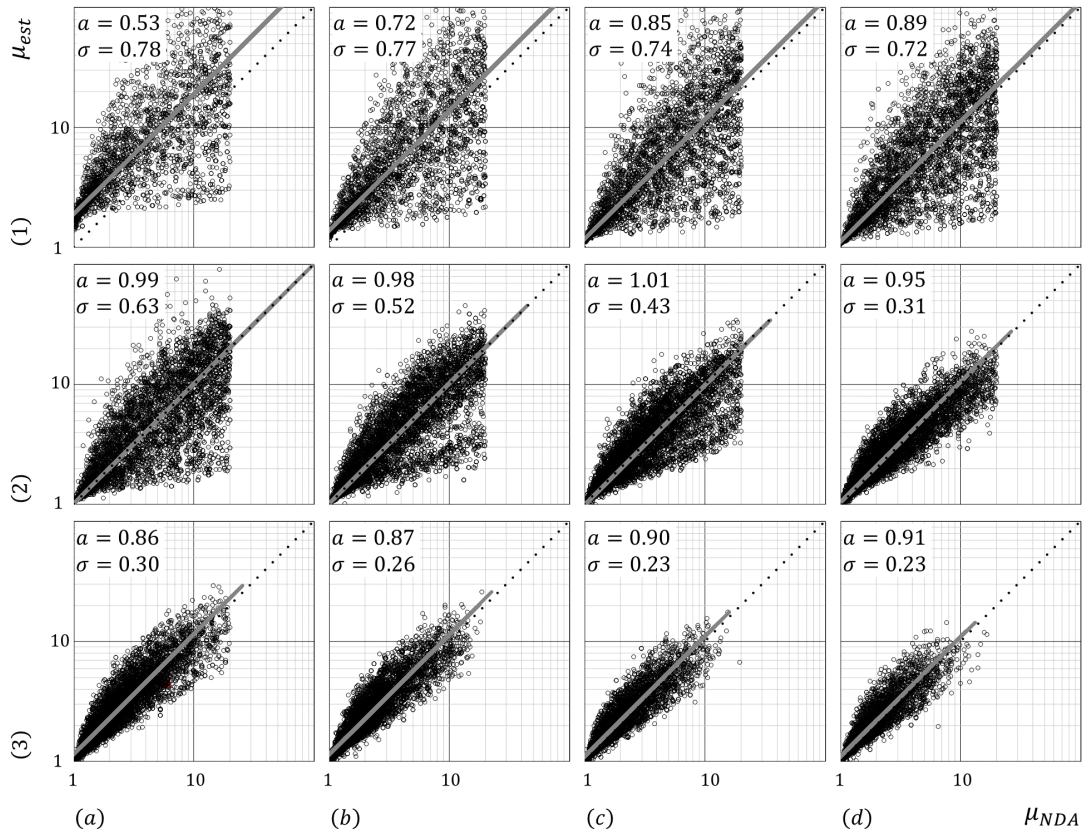


Fig. C.54 Relationship between μ_{NDA} and μ_{est} (C_R method, Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

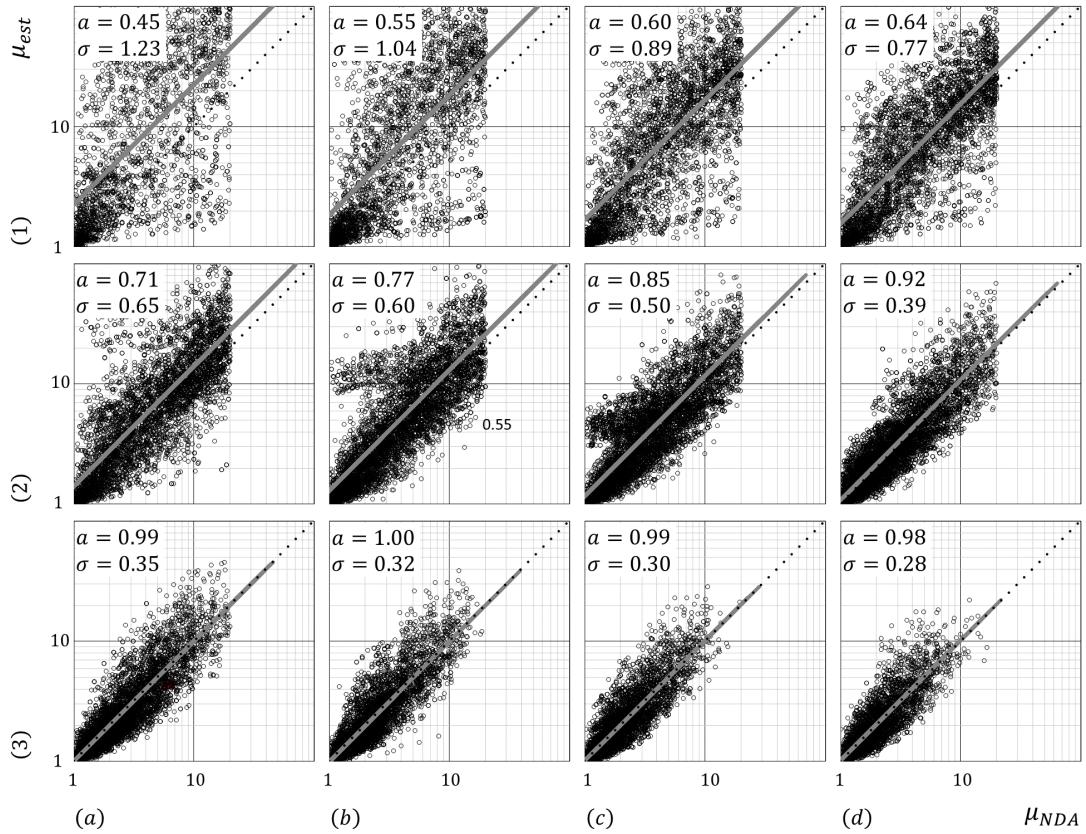


Fig. C.55 Relationship between μ_{NDA} and μ_{est} (ELT, Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

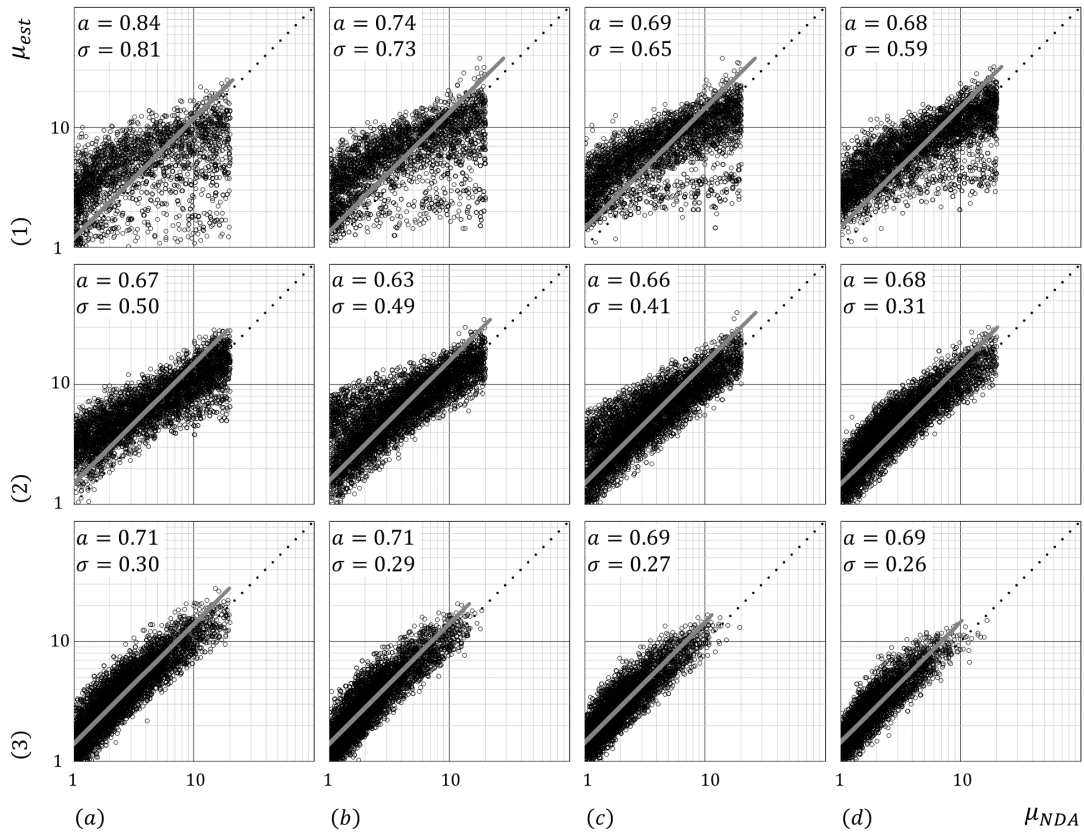


Fig. C.56 Relationship between μ_{NDA} and μ_{est} ($SI_{n.p.}$ ($1.0T_1 \sim 2.8T_1$), Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

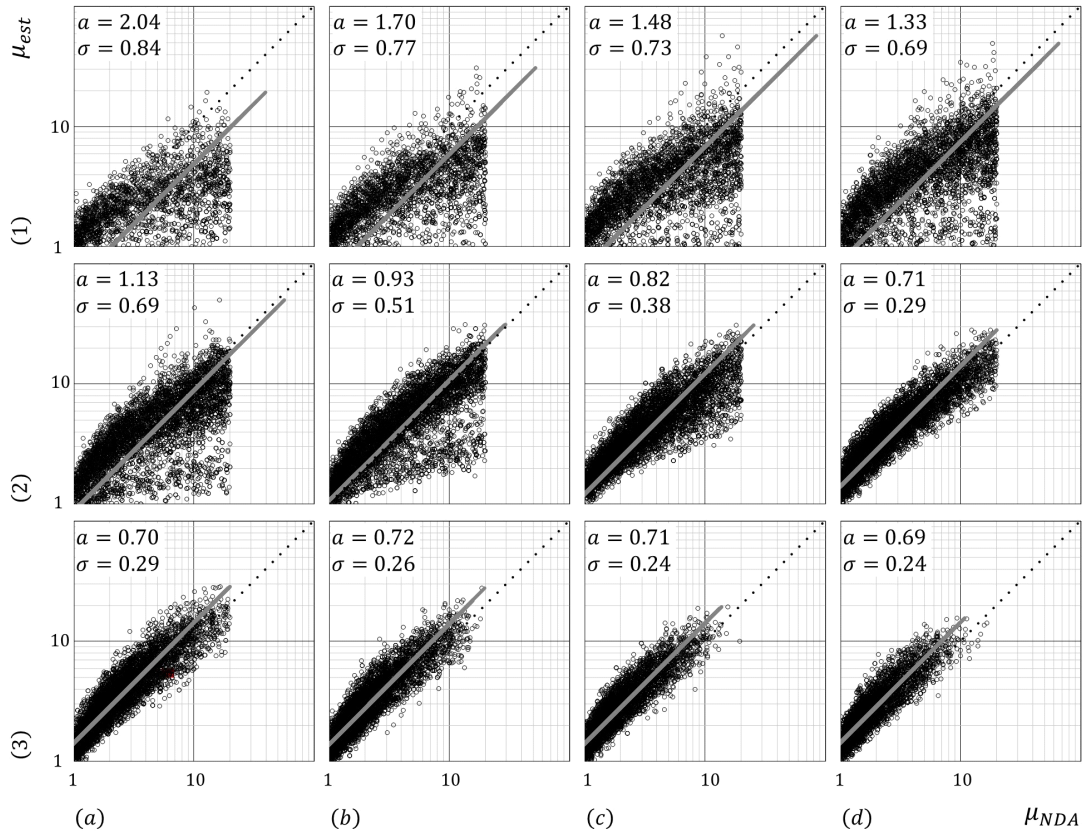


Fig. C.57 Relationship between μ_{NDA} and μ_{est} ($SI_{n.p.}$ ($0.9T_1 \sim 1.2T_1$), Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

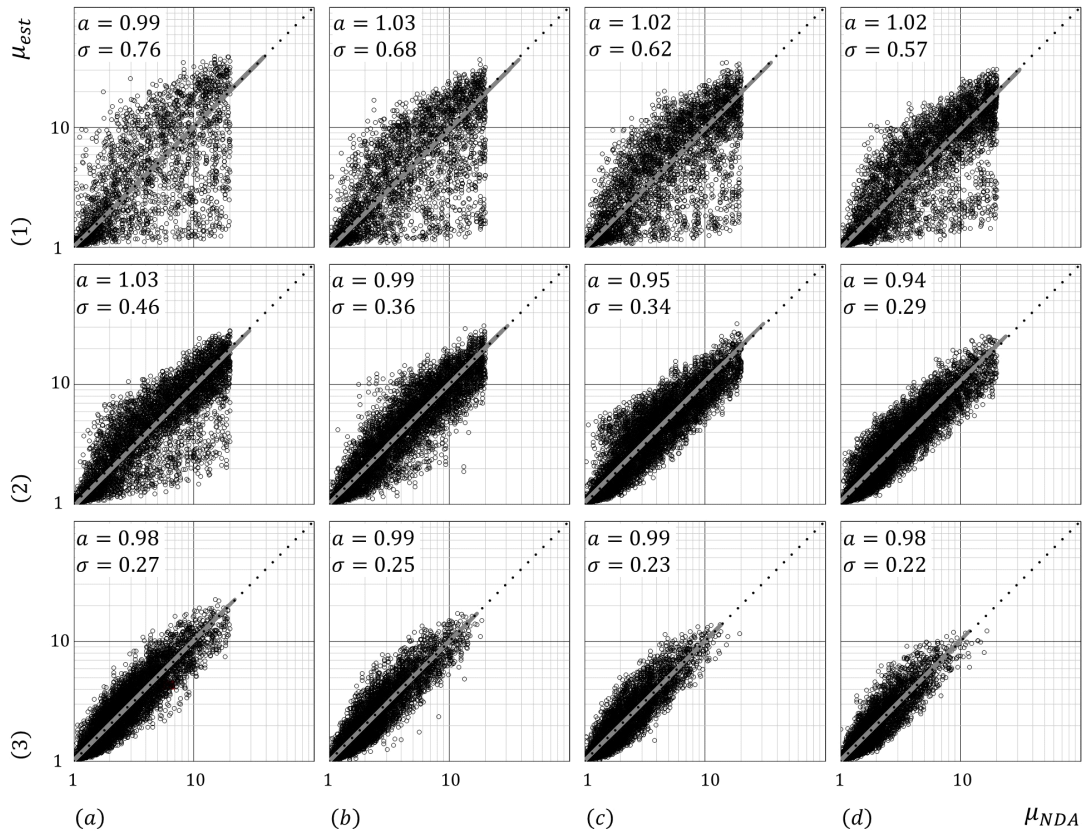


Fig. C.58 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

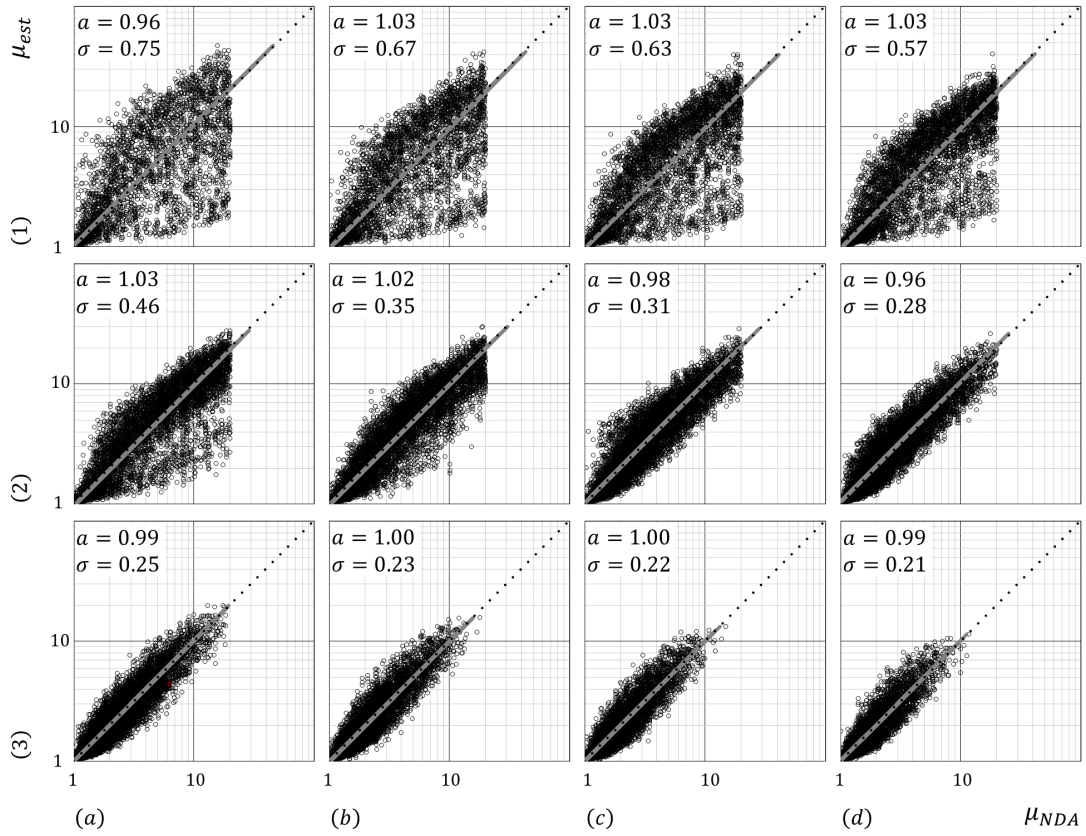


Fig. C.59 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.03$)

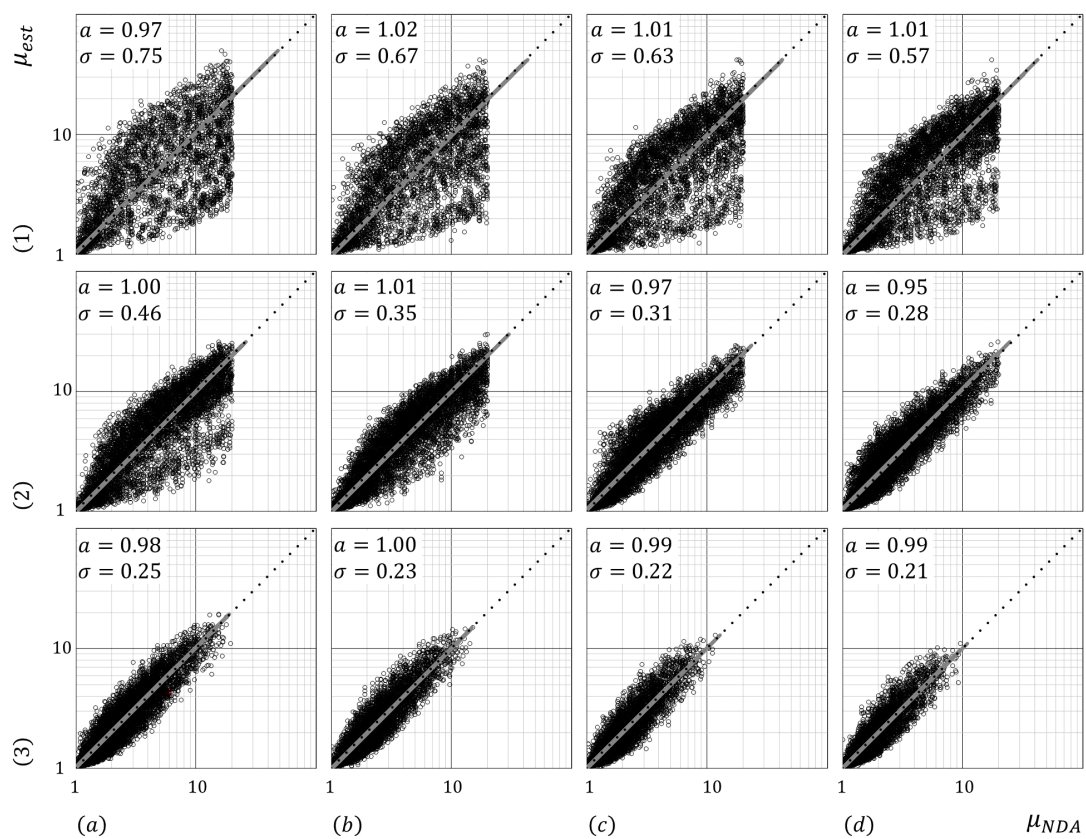


Fig. C.60 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.06$)

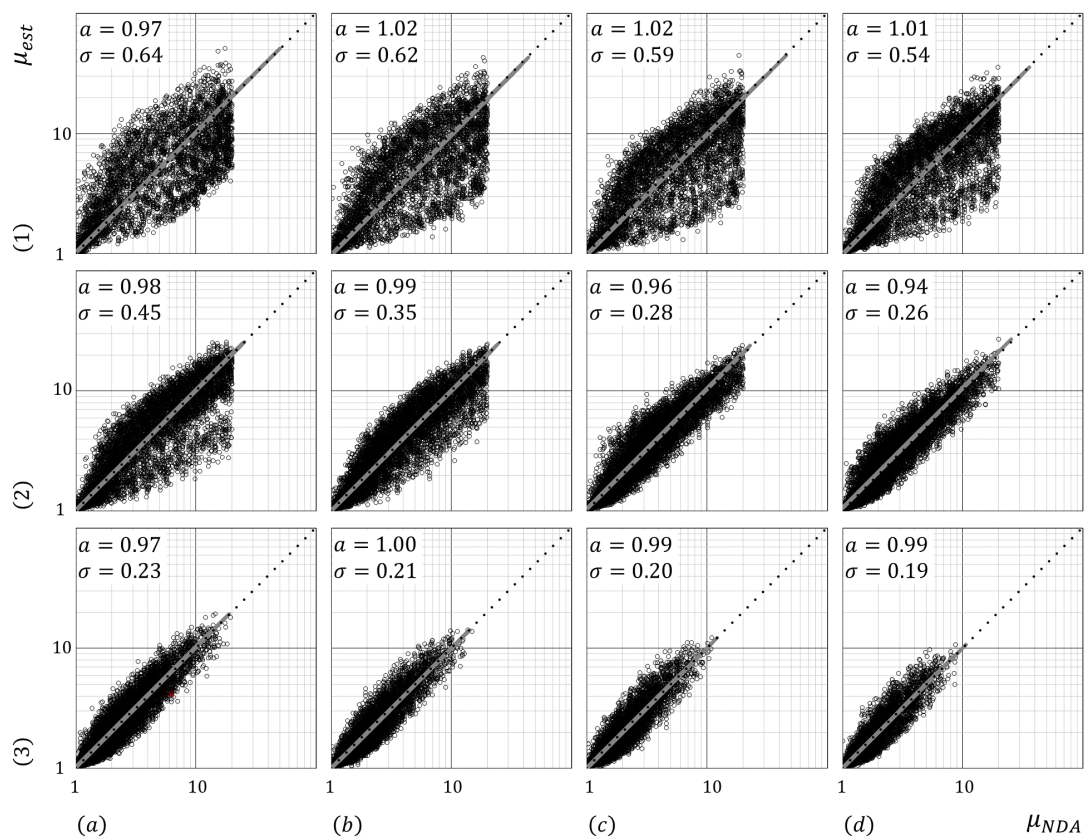


Fig. C.61 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.10$)

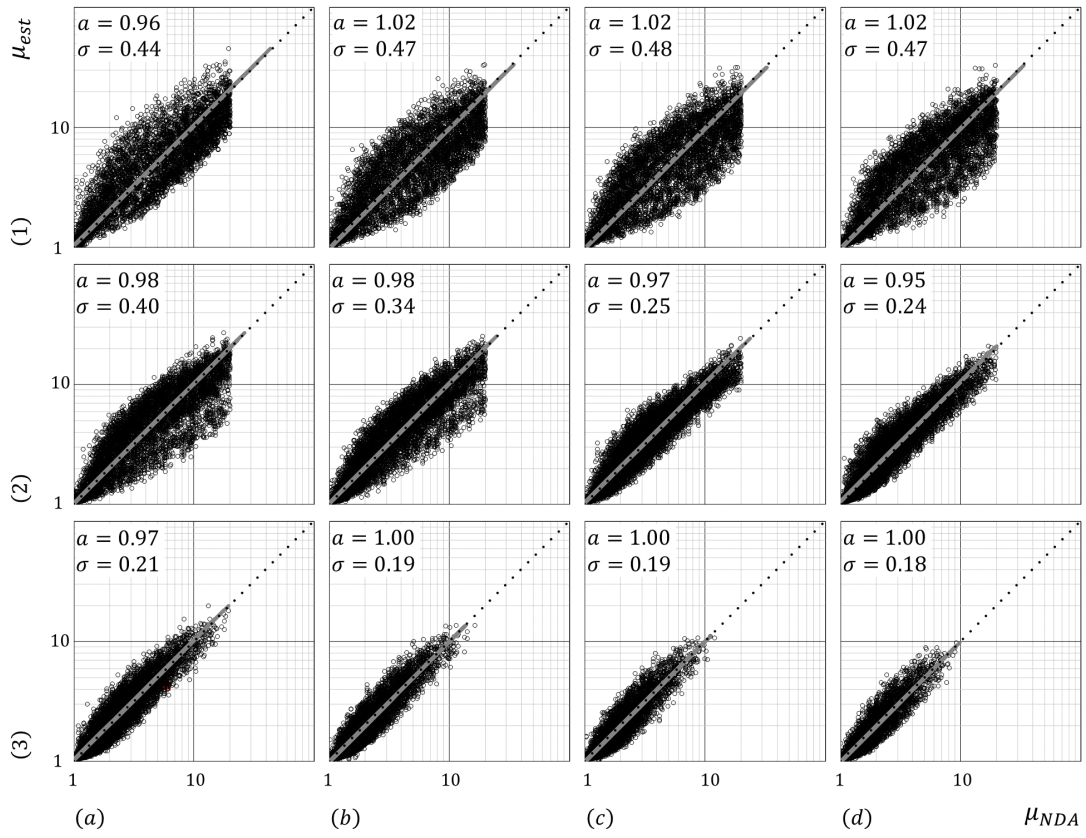


Fig. C.62 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.20$)

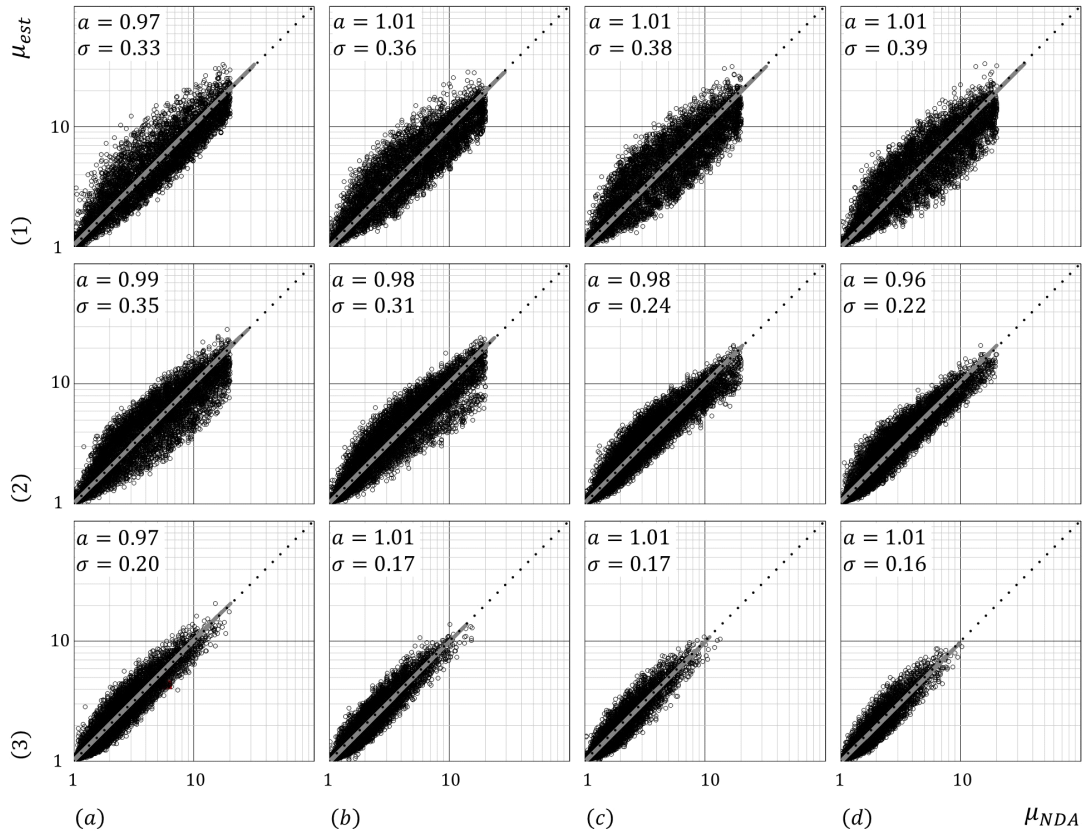


Fig. C.63 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.30$)

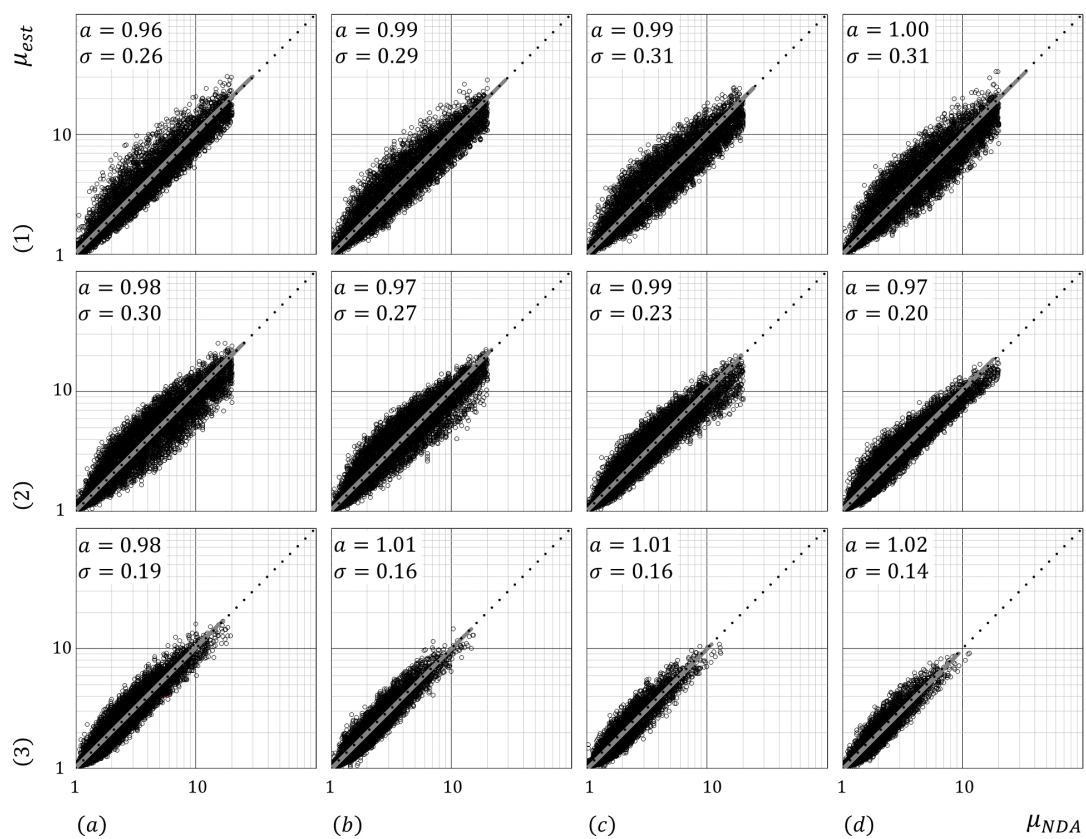


Fig. C.64 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.40$)

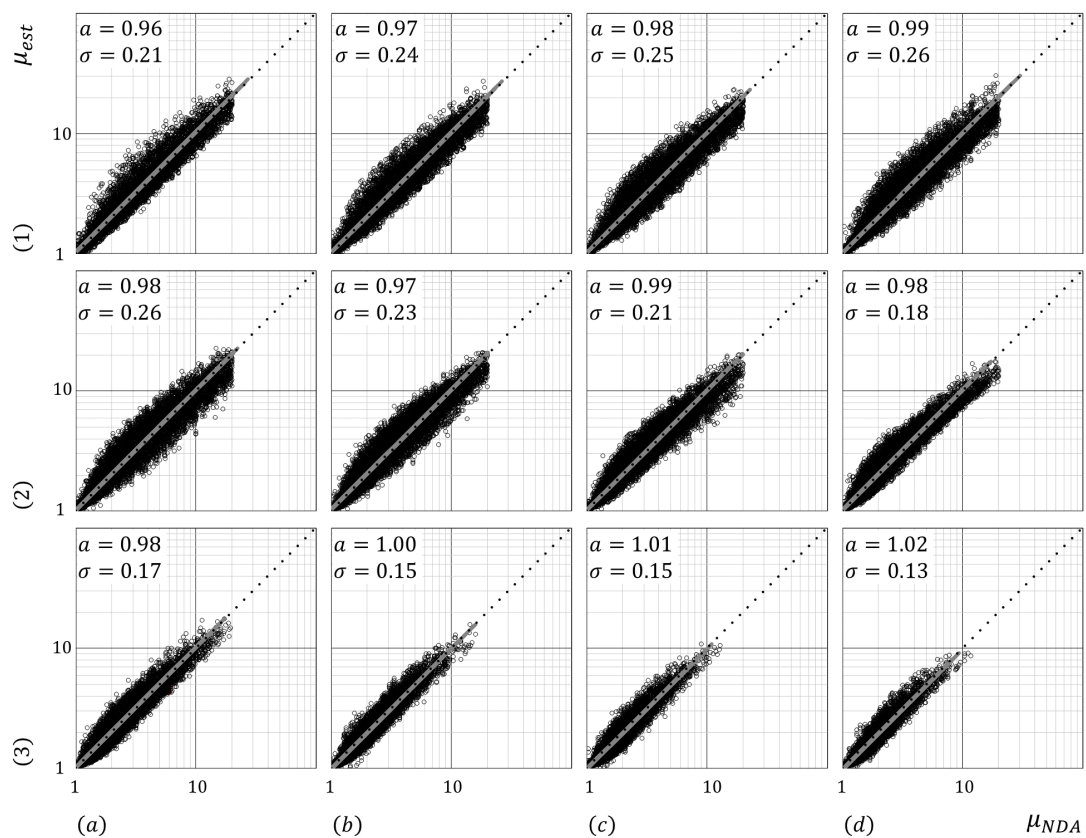


Fig. C.65 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.50$)

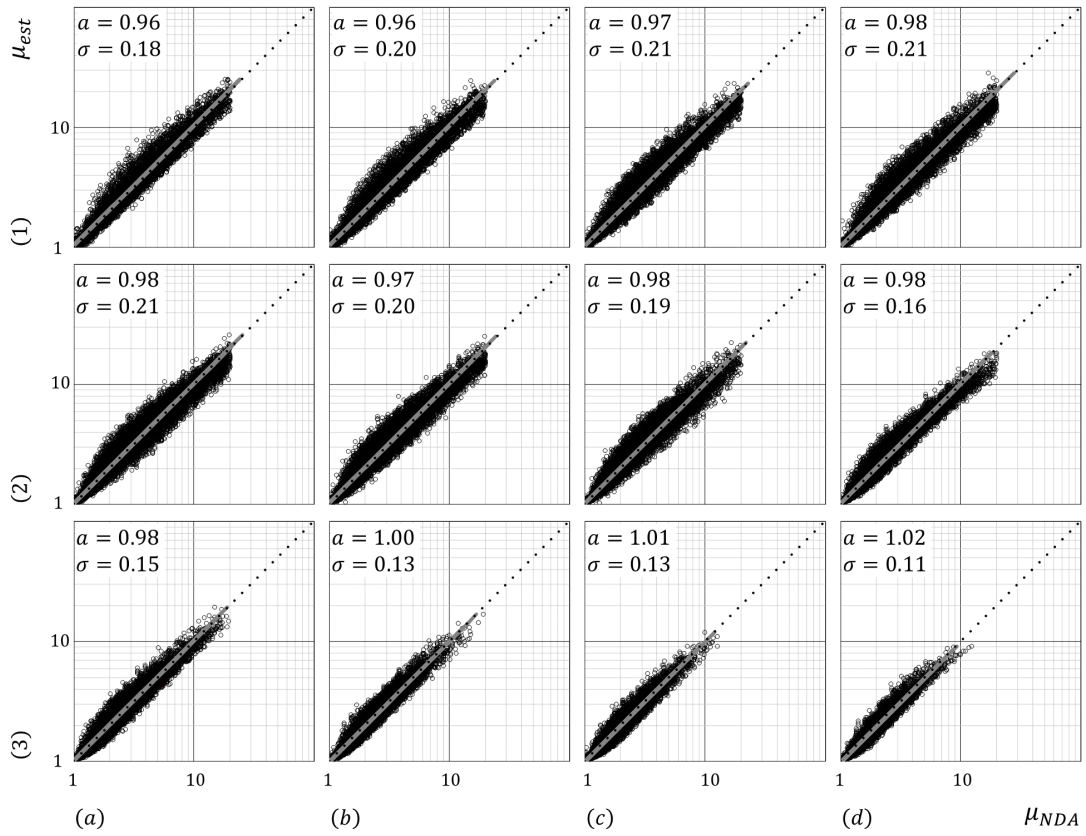


Fig. C.66 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.60$)

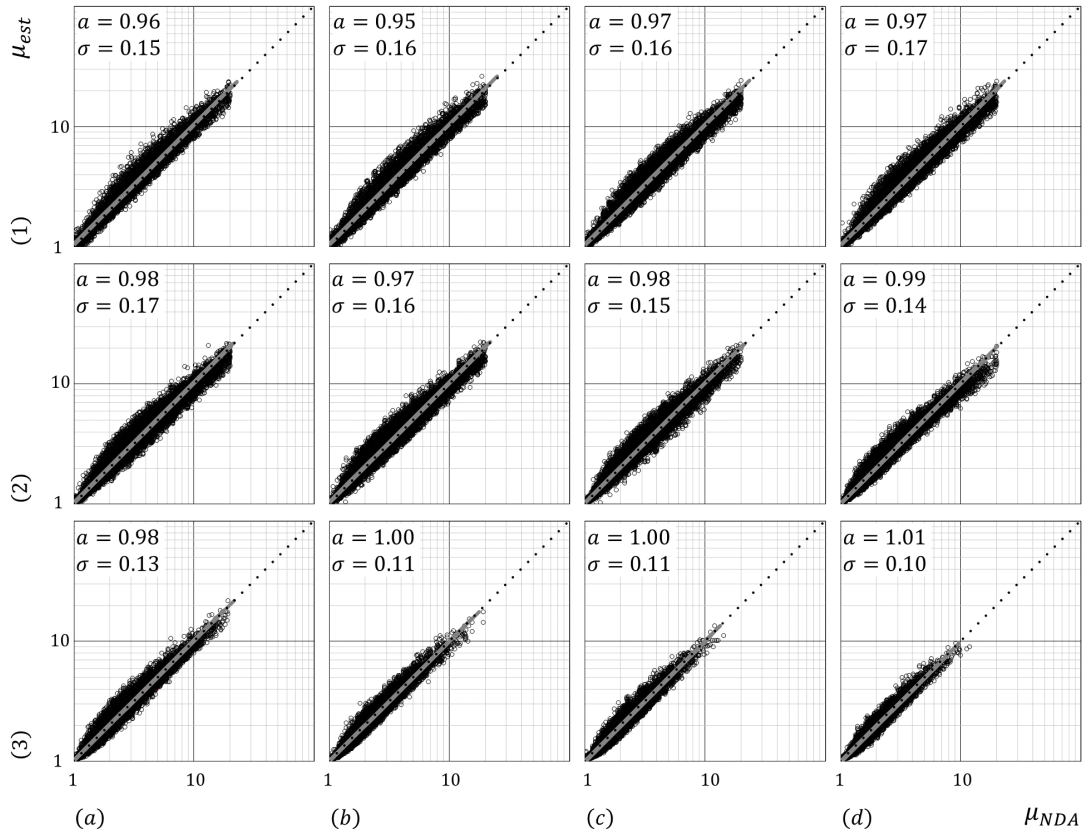


Fig. C.67 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.70$)

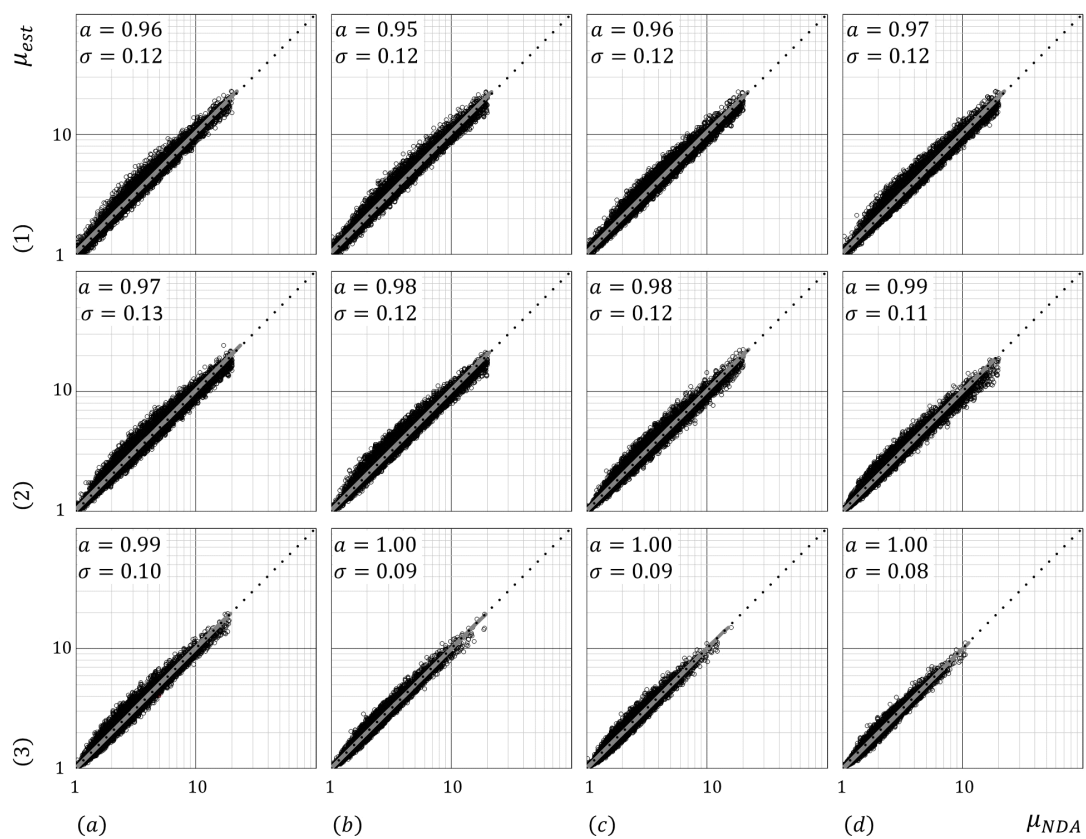


Fig. C.68 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.80$)

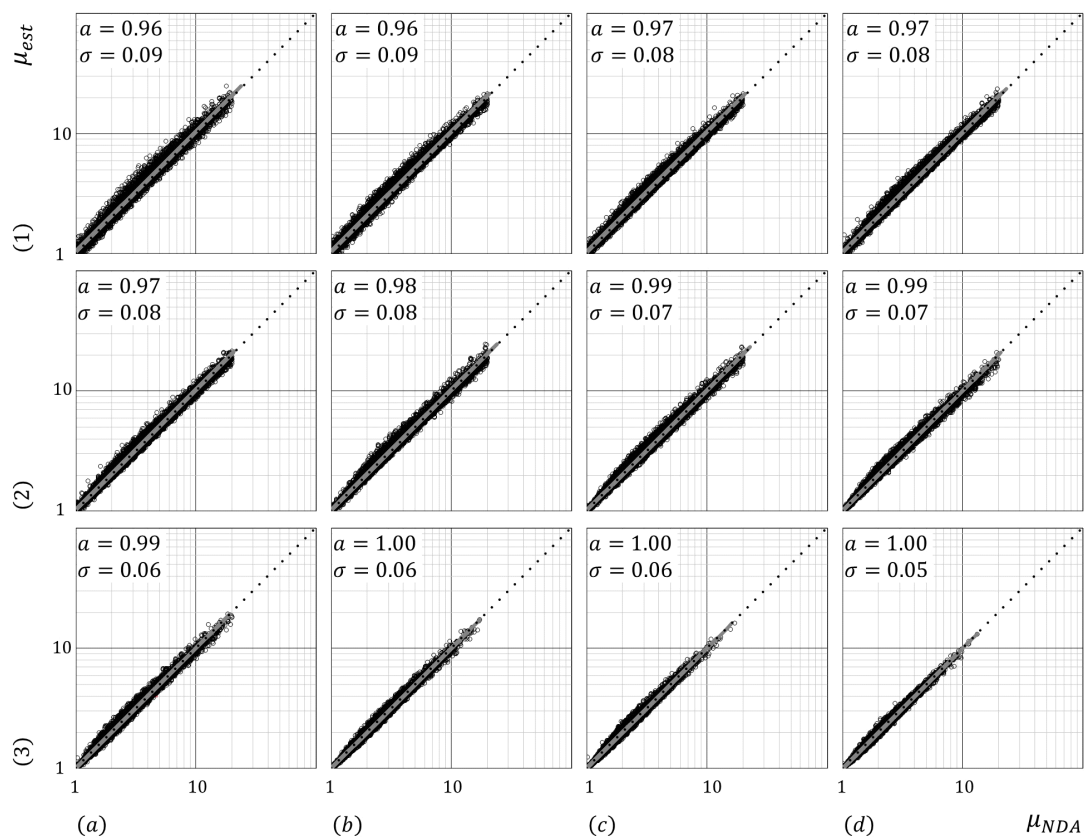


Fig. C.69 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.90$)

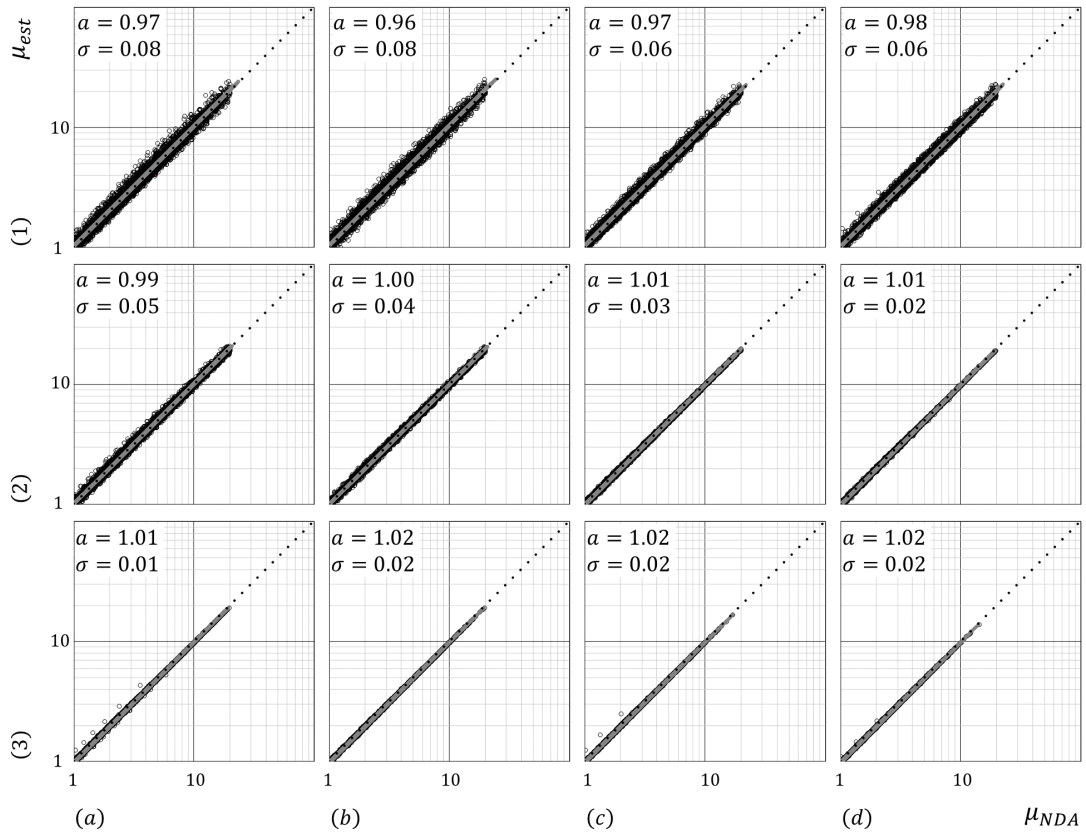


Fig. C.70 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear, $\alpha = 0.99$)

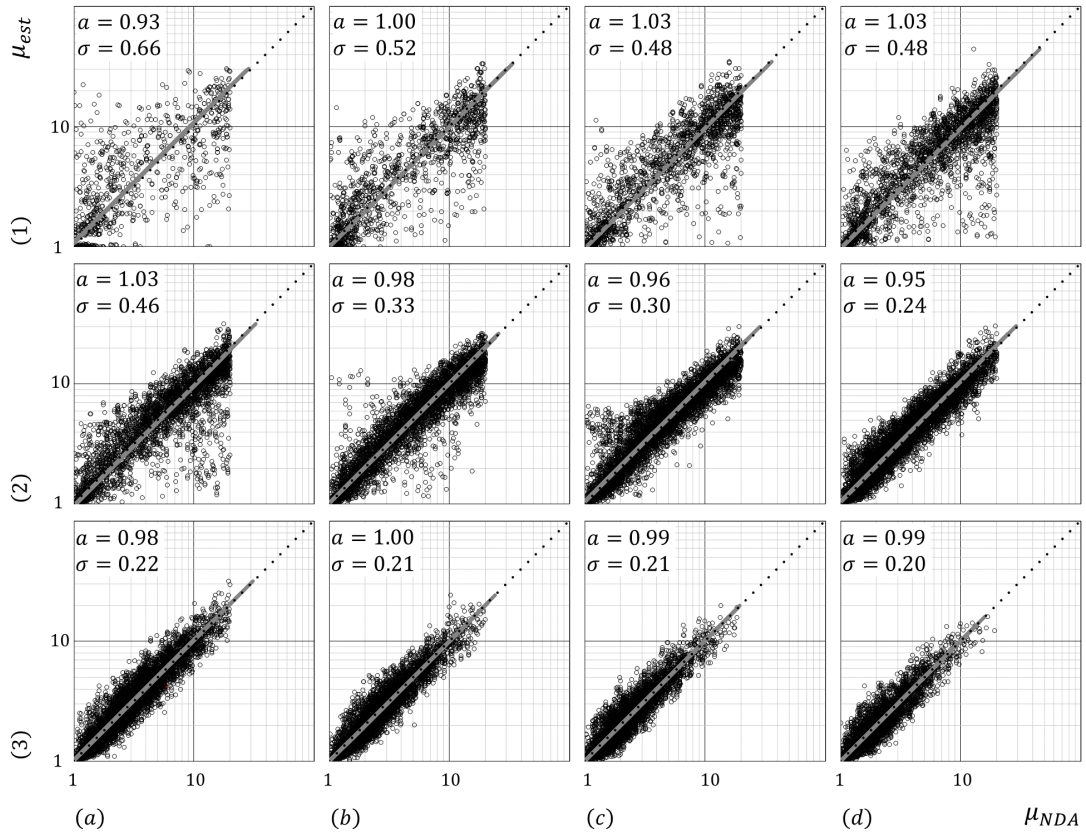


Fig. C.71 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.00$)

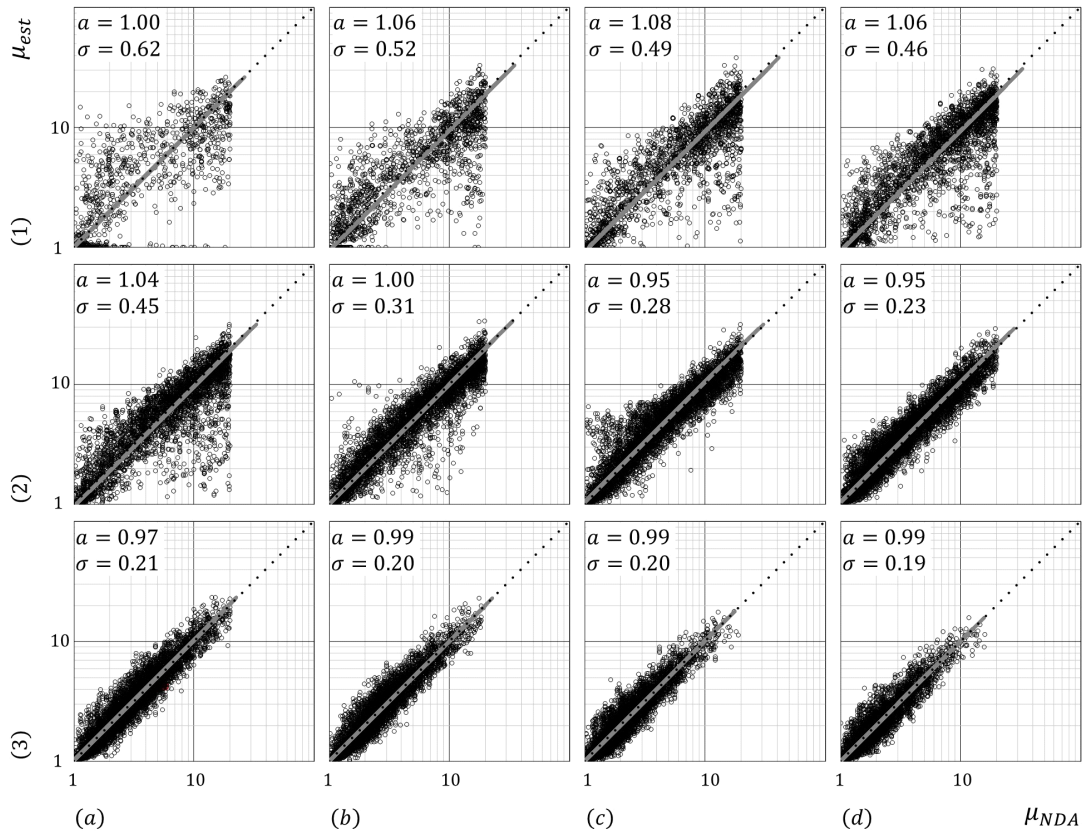


Fig. C.72 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.03$)

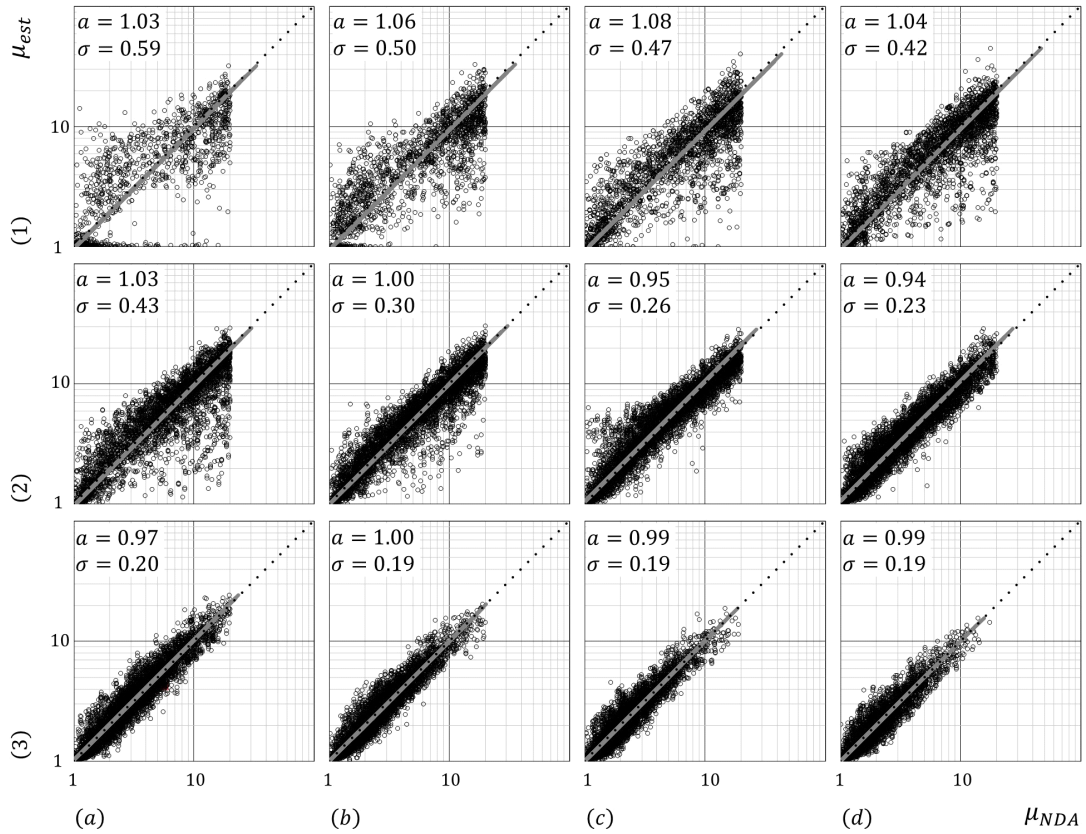


Fig. C.73 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.06$)

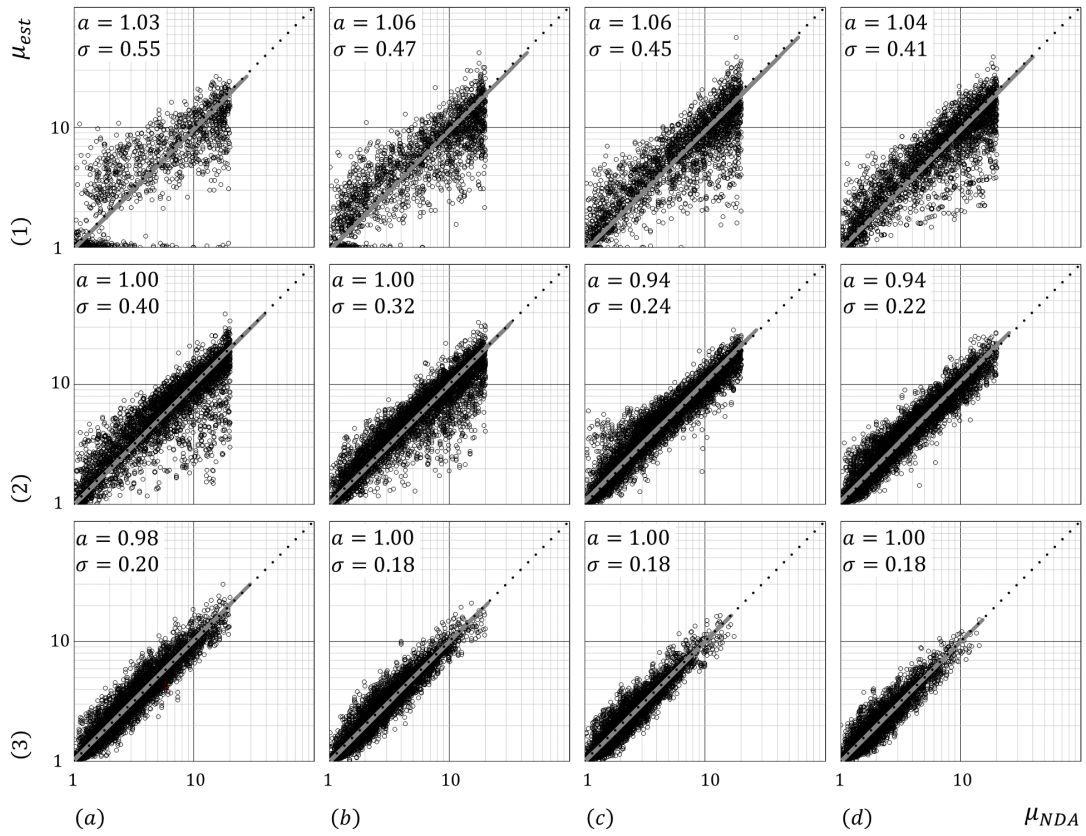


Fig. C.74 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.10$)

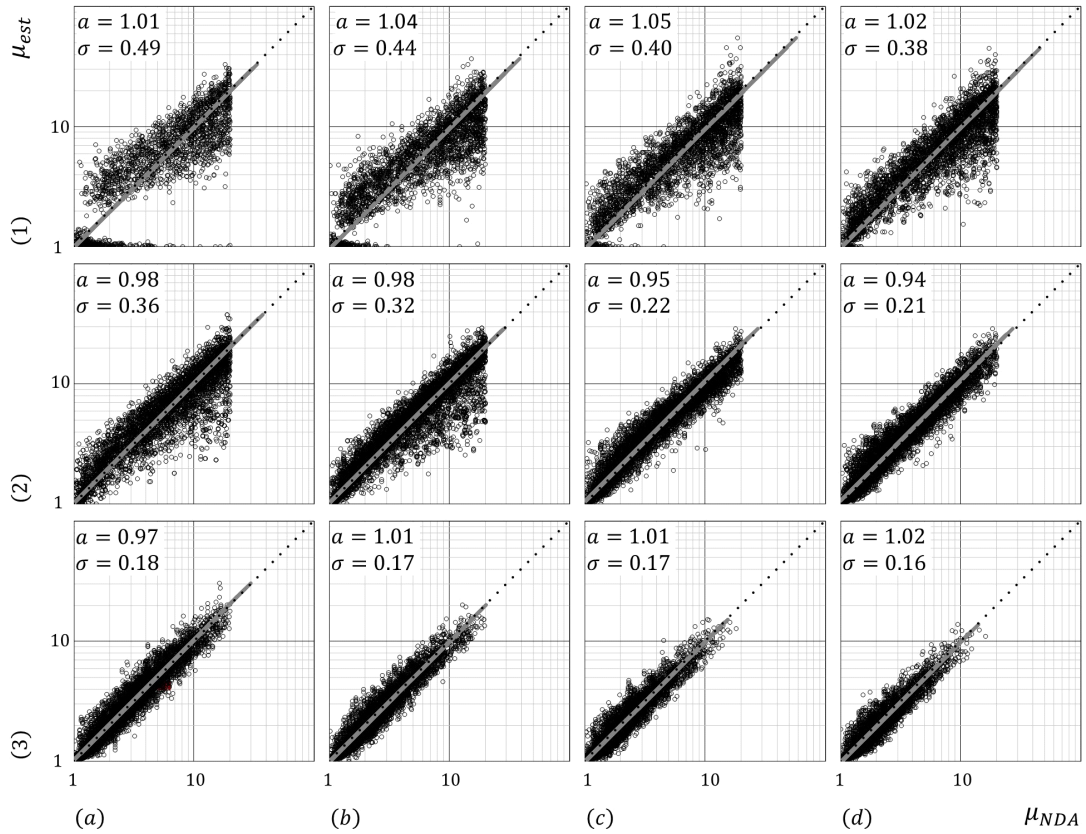


Fig. C.75 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.20$)

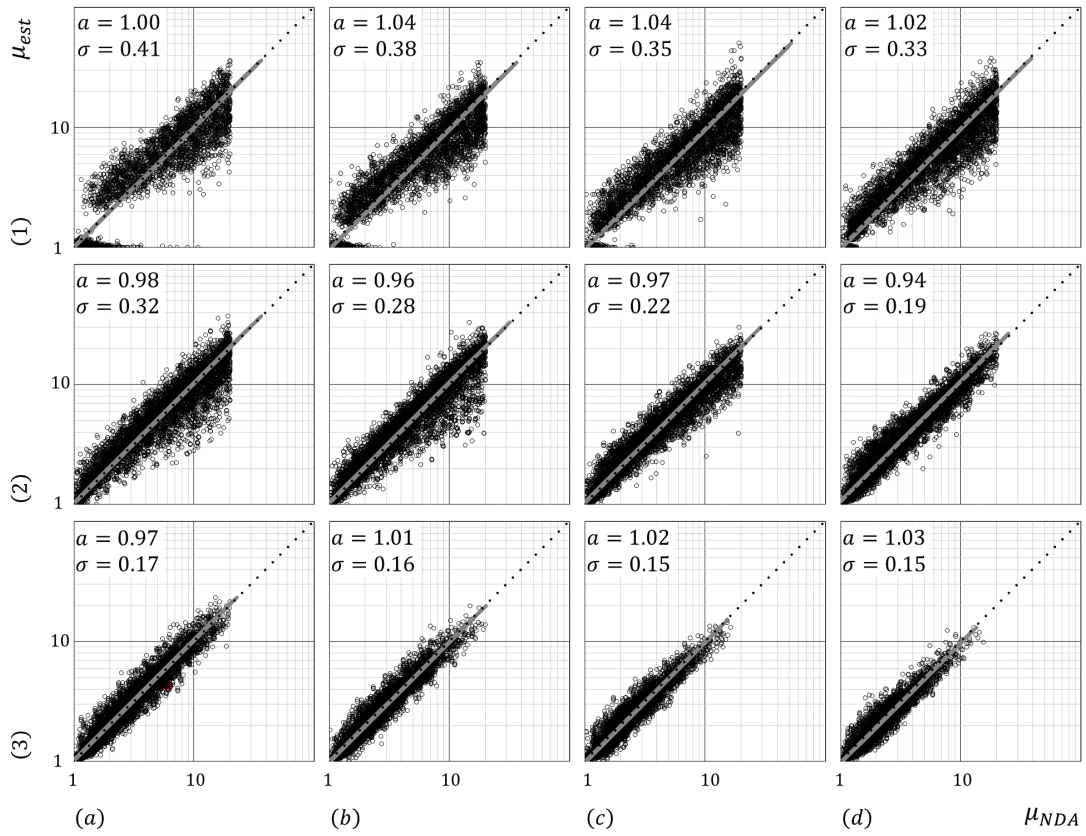


Fig. C.76 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.30$)

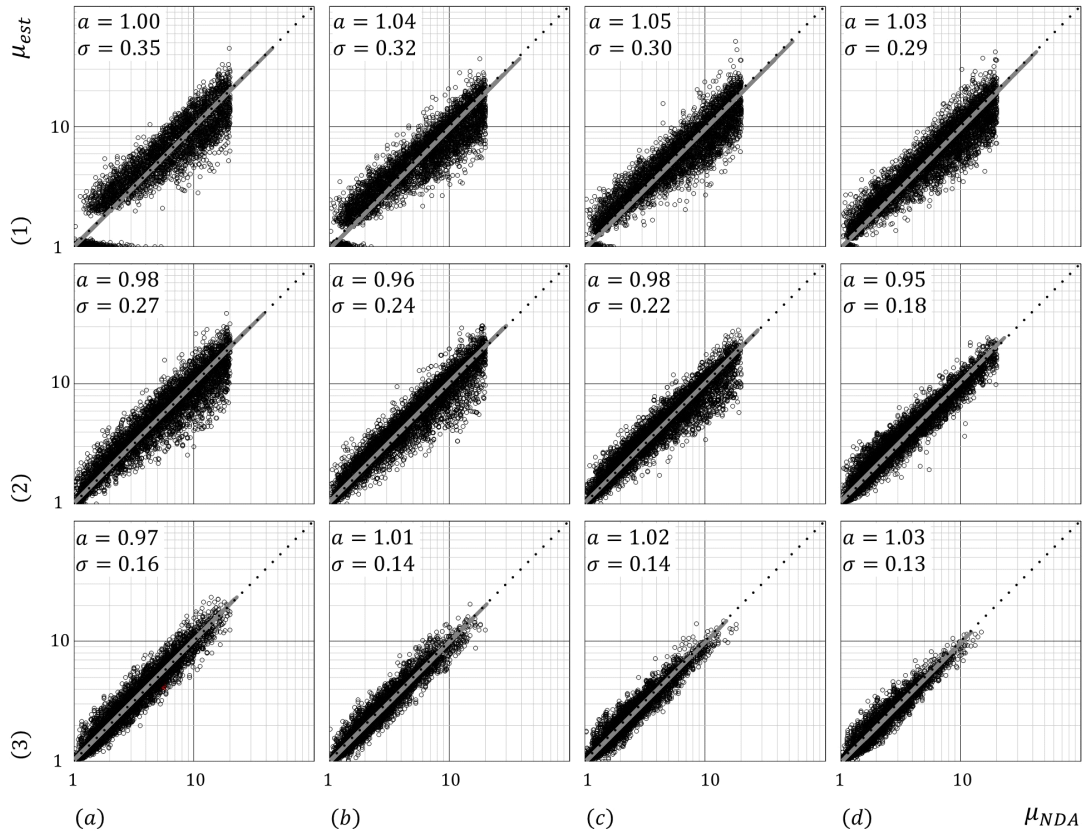


Fig. C.77 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.40$)

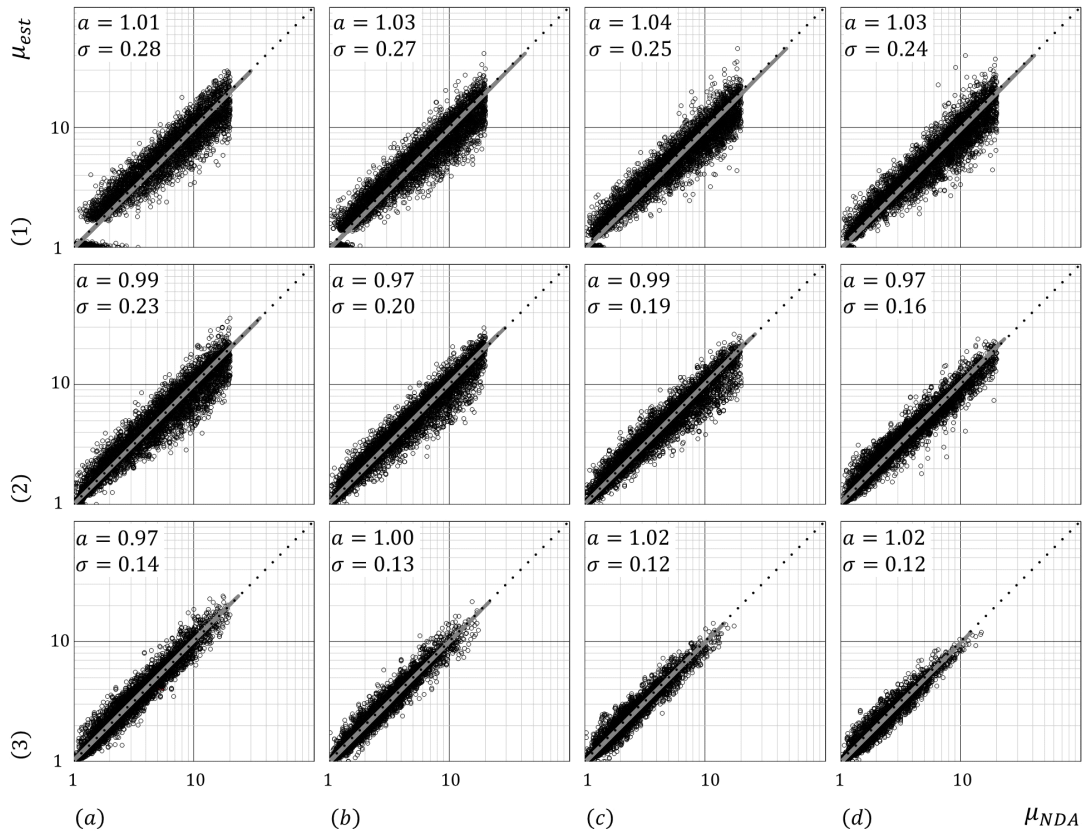


Fig. C.78 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.50$)

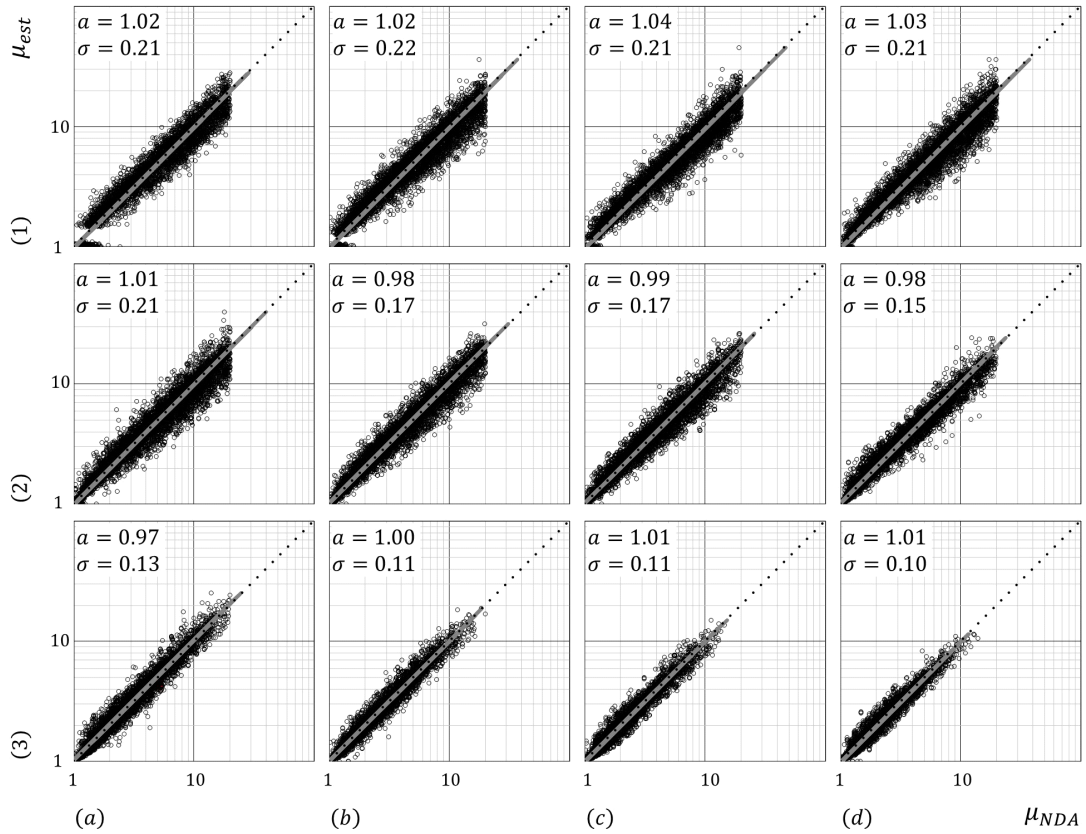


Fig. C.79 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.60$)

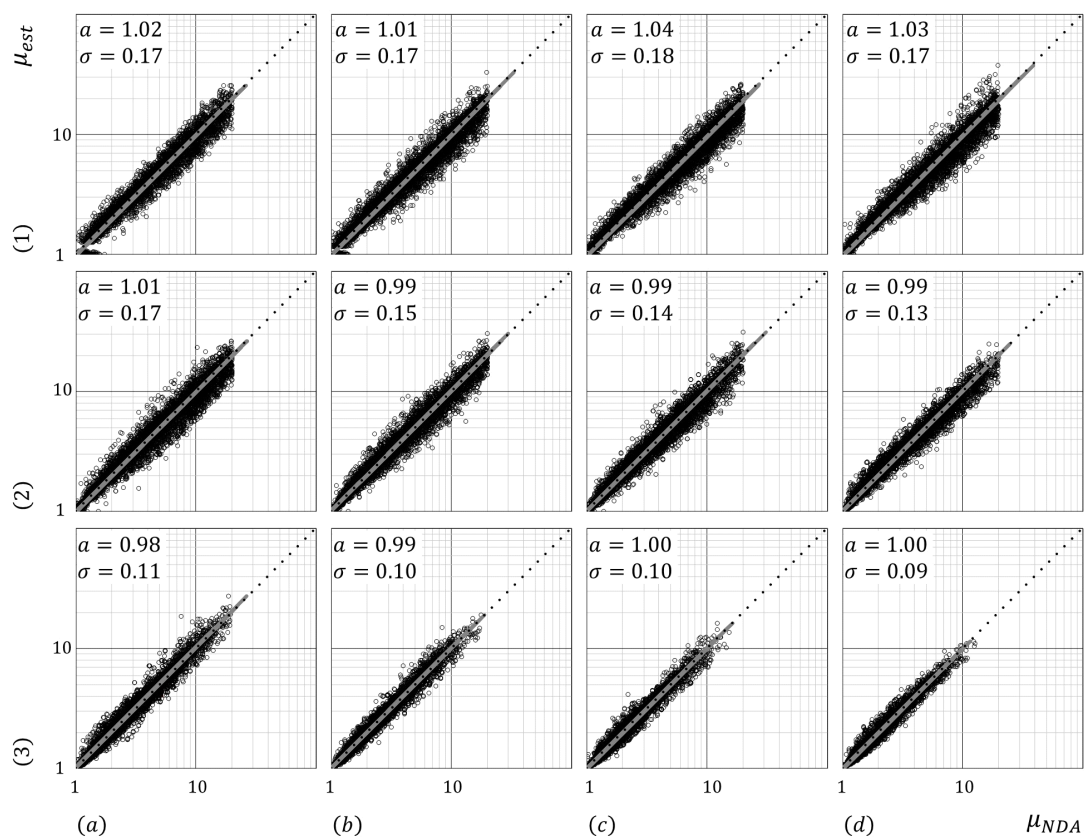


Fig. C.80 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.70$)

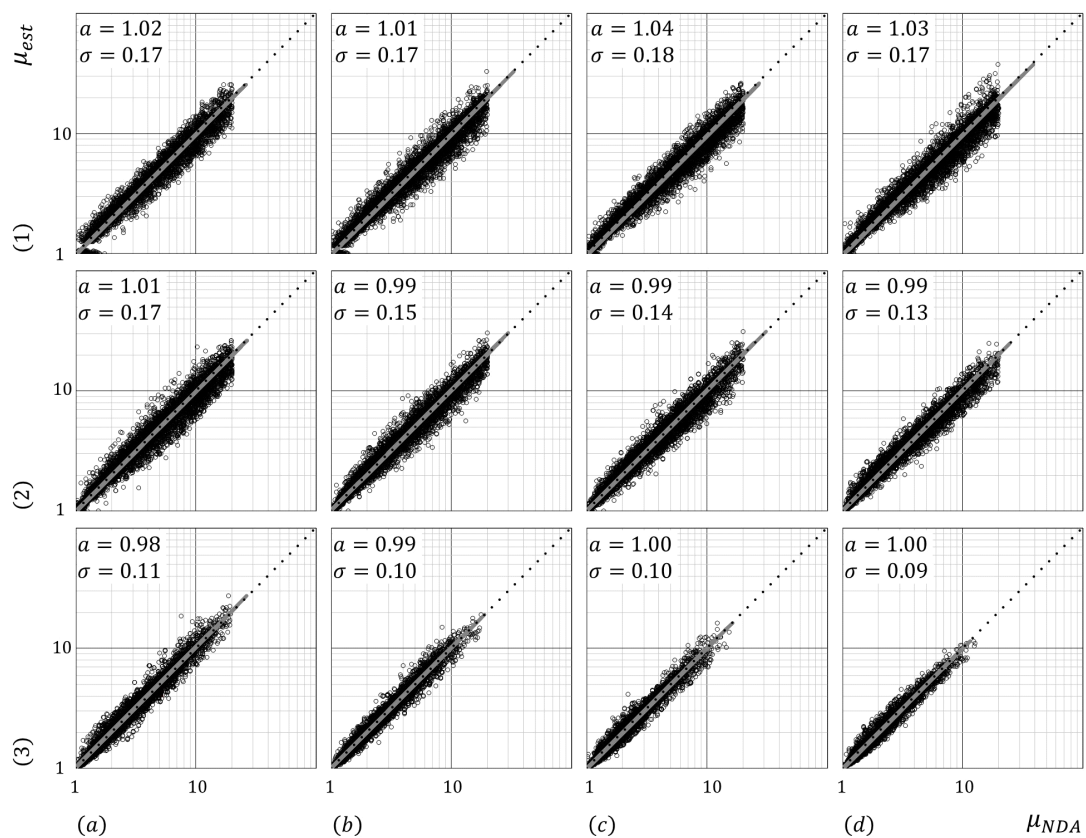


Fig. C.81 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.80$)

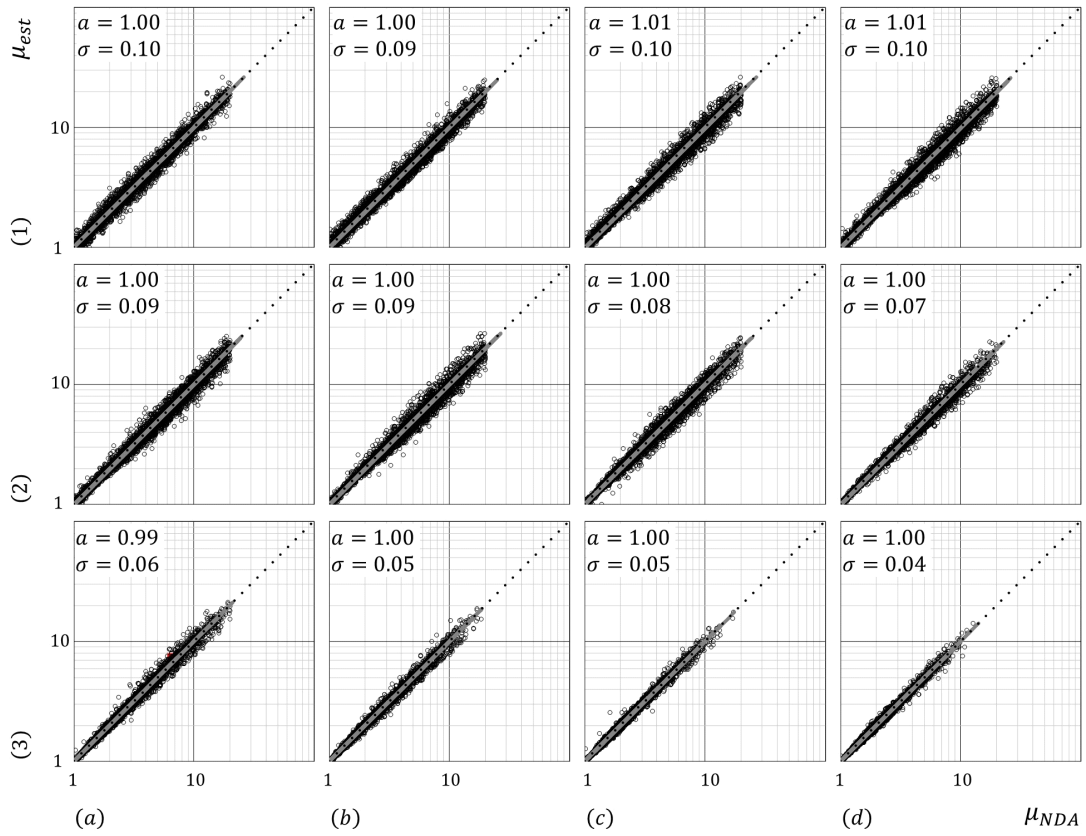


Fig. C.82 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.90$)

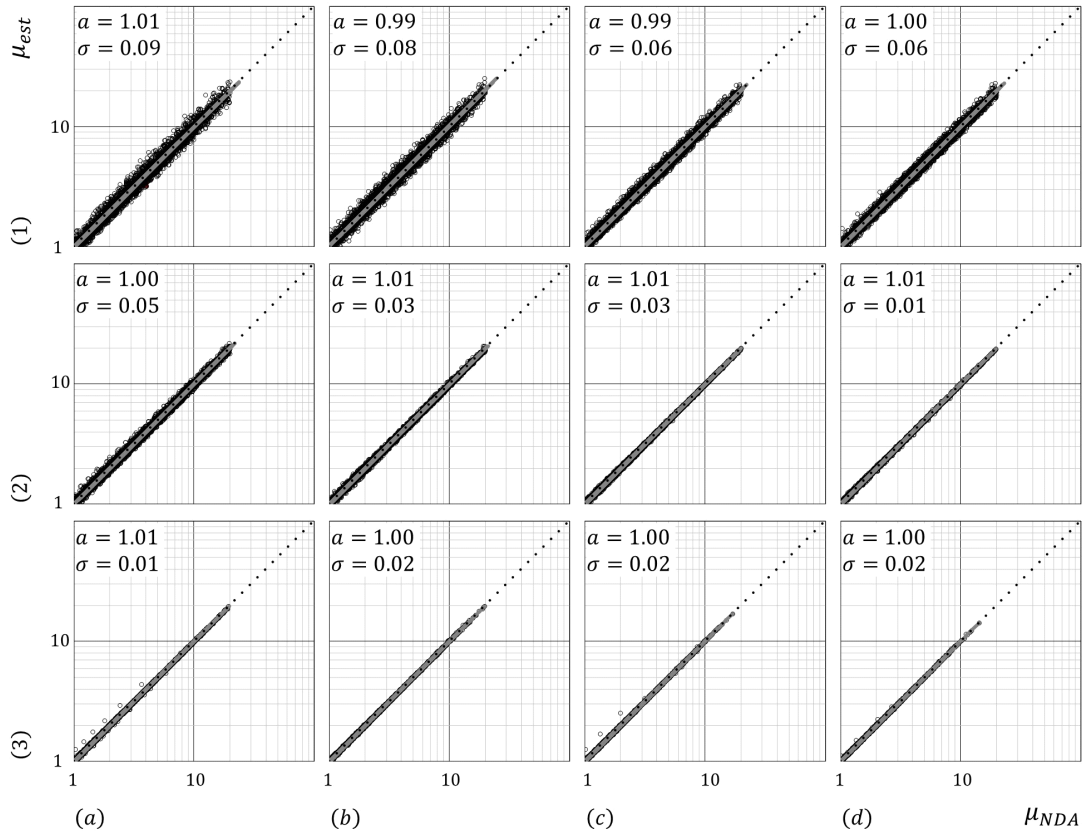


Fig. C.83 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.99$)

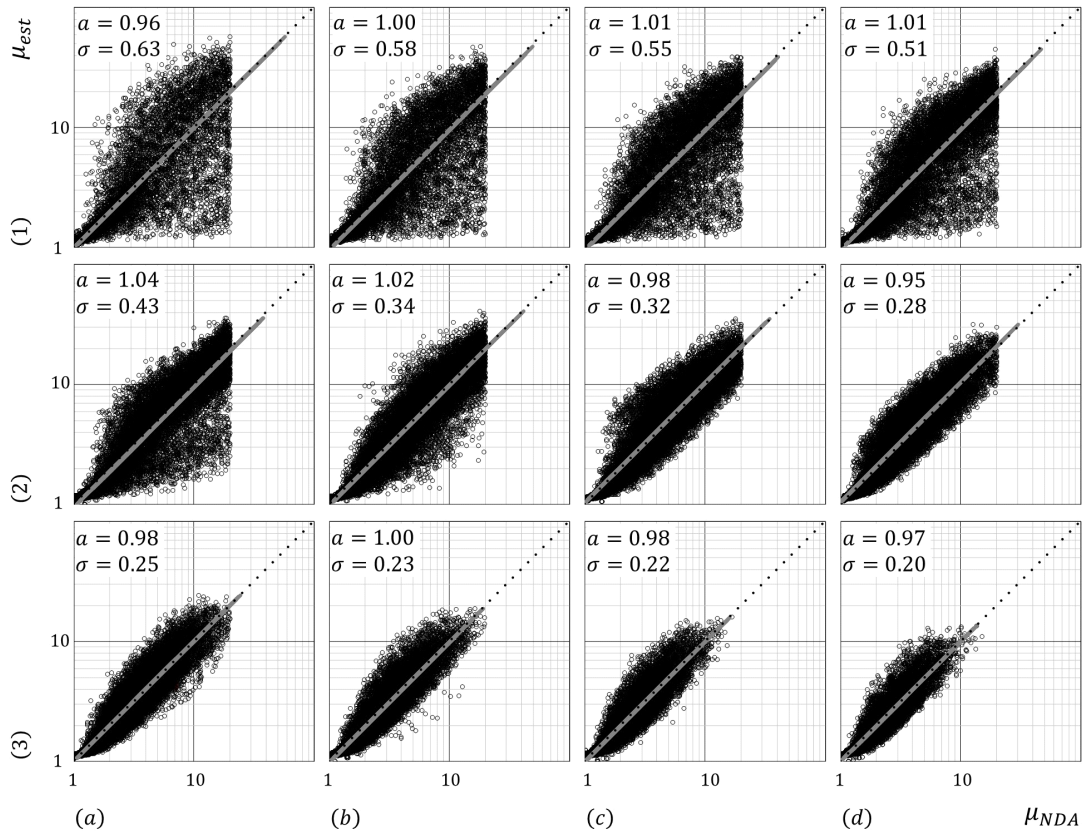


Fig. C.84 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.00$)

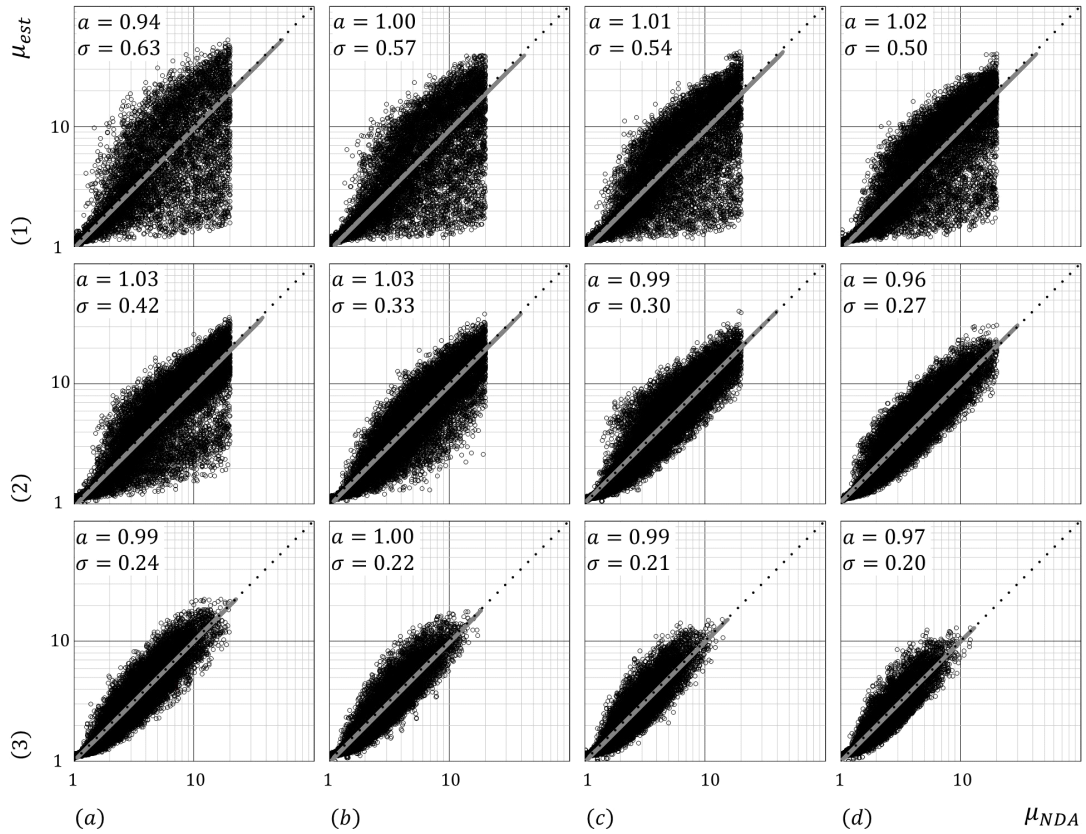


Fig. C.85 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.03$)

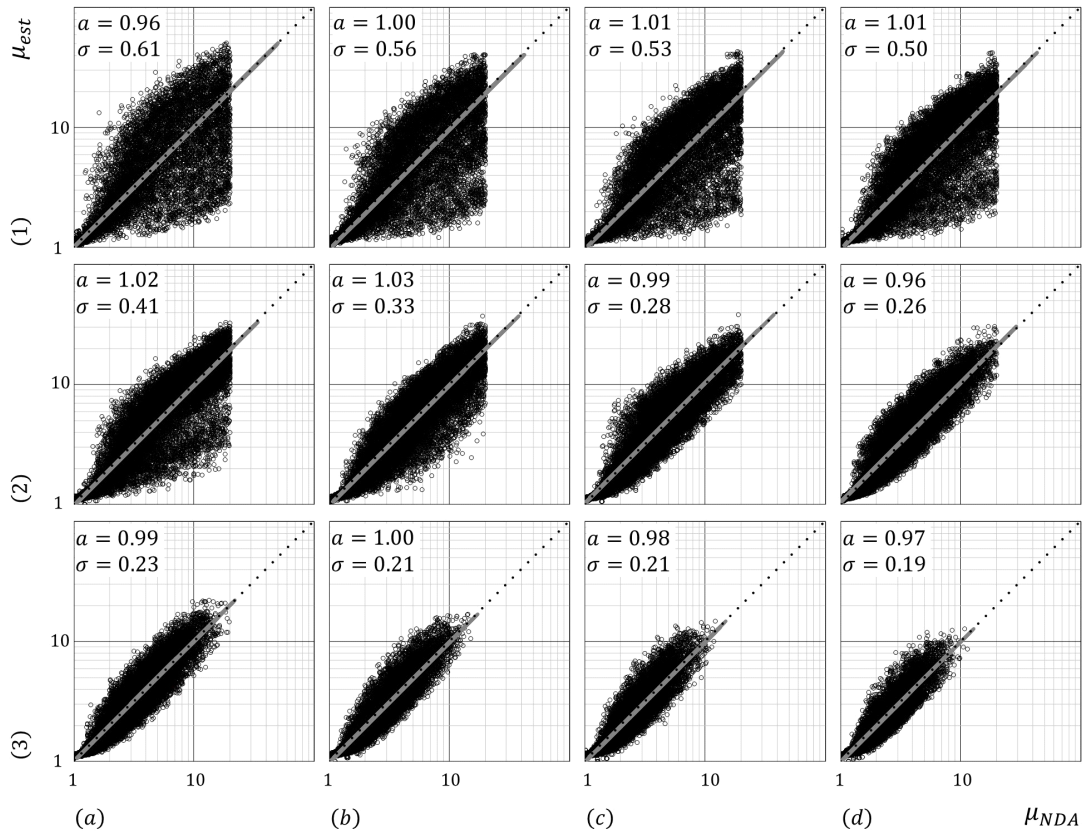


Fig. C.86 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.06$)

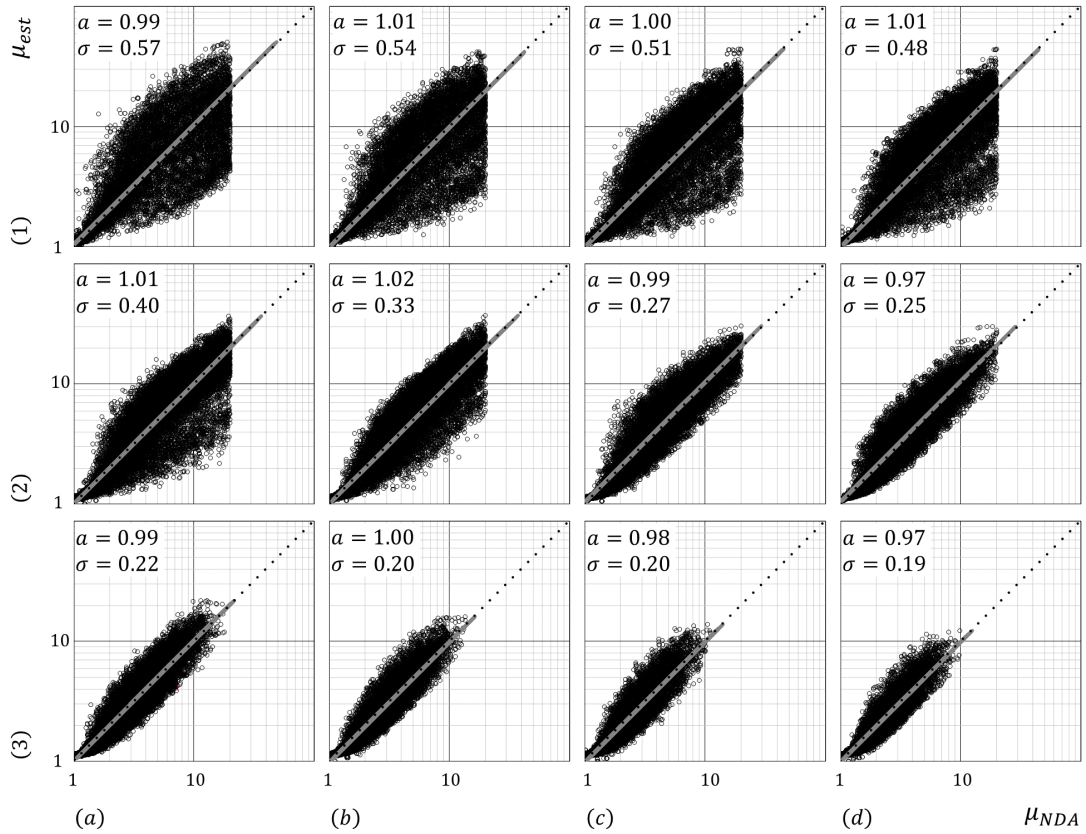


Fig. C.87 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.10$)

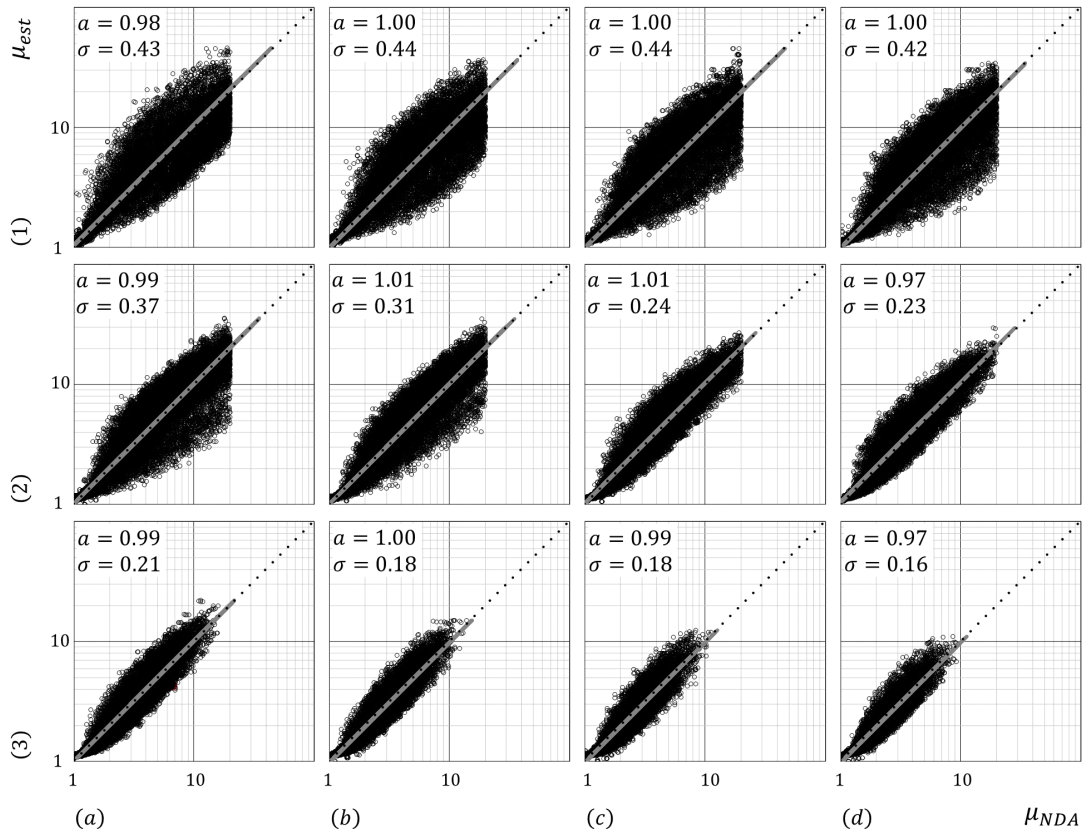


Fig. C.88 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.20$)

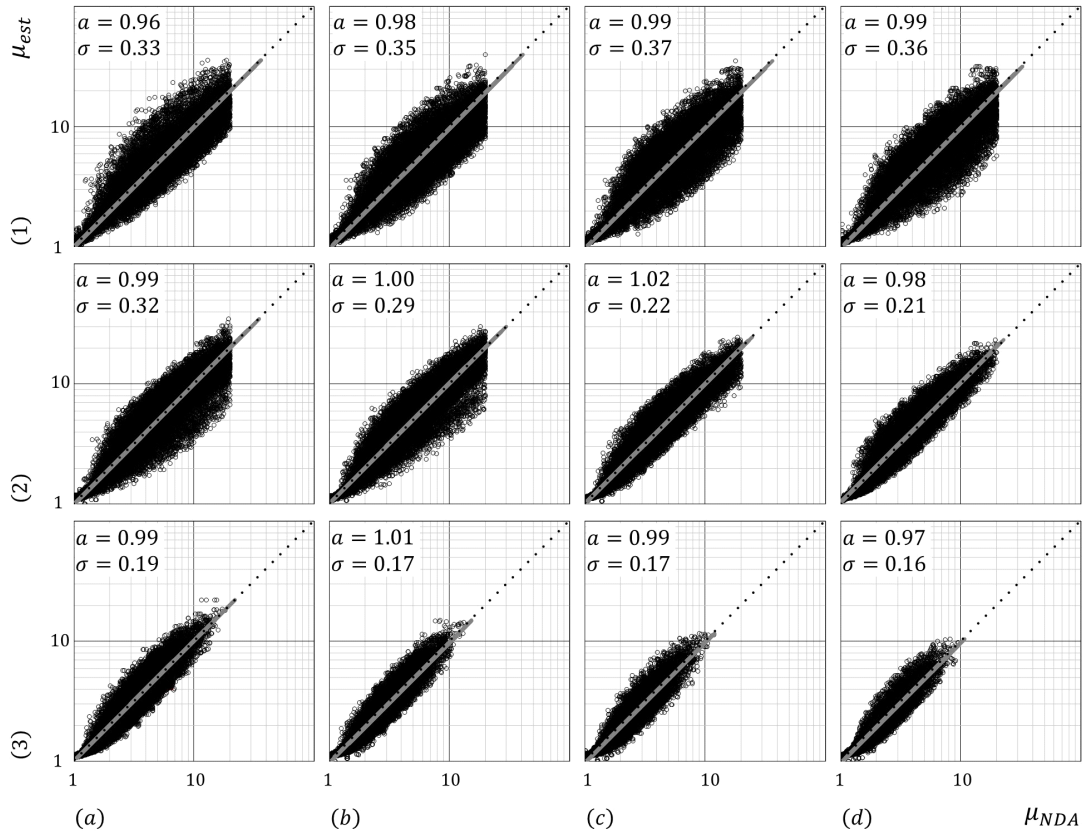


Fig. C.89 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.30$)

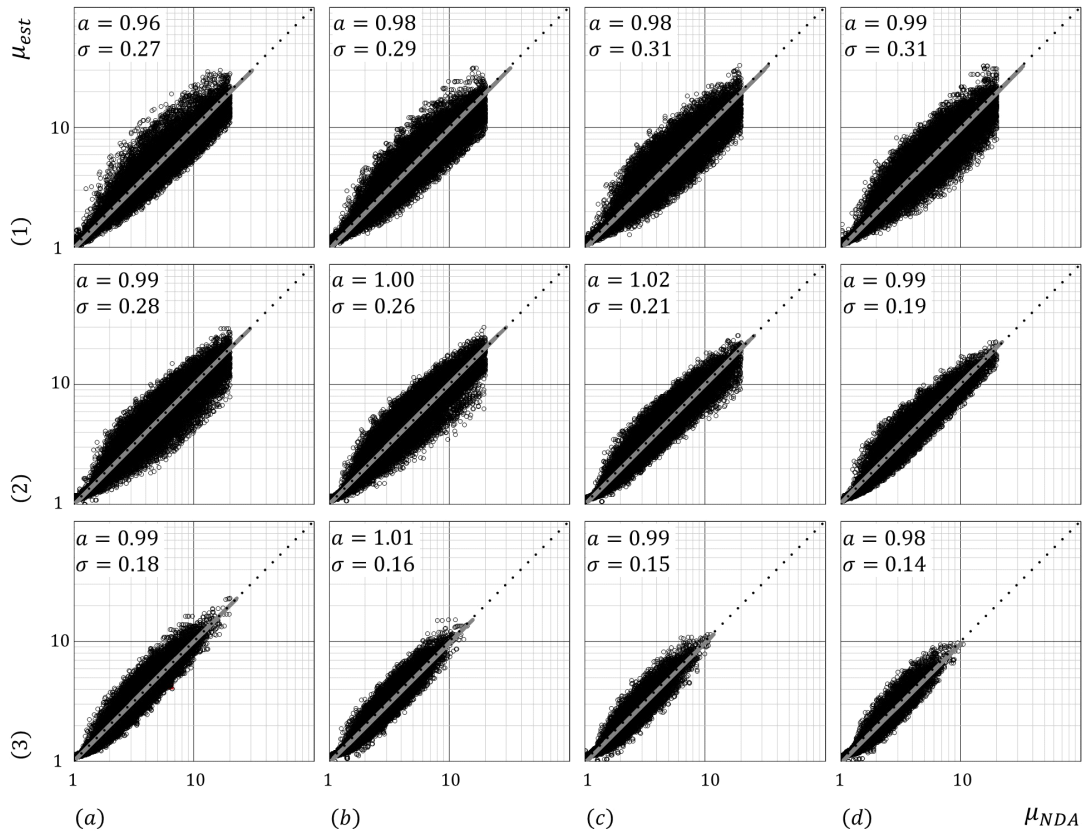


Fig. C.90 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.40$)

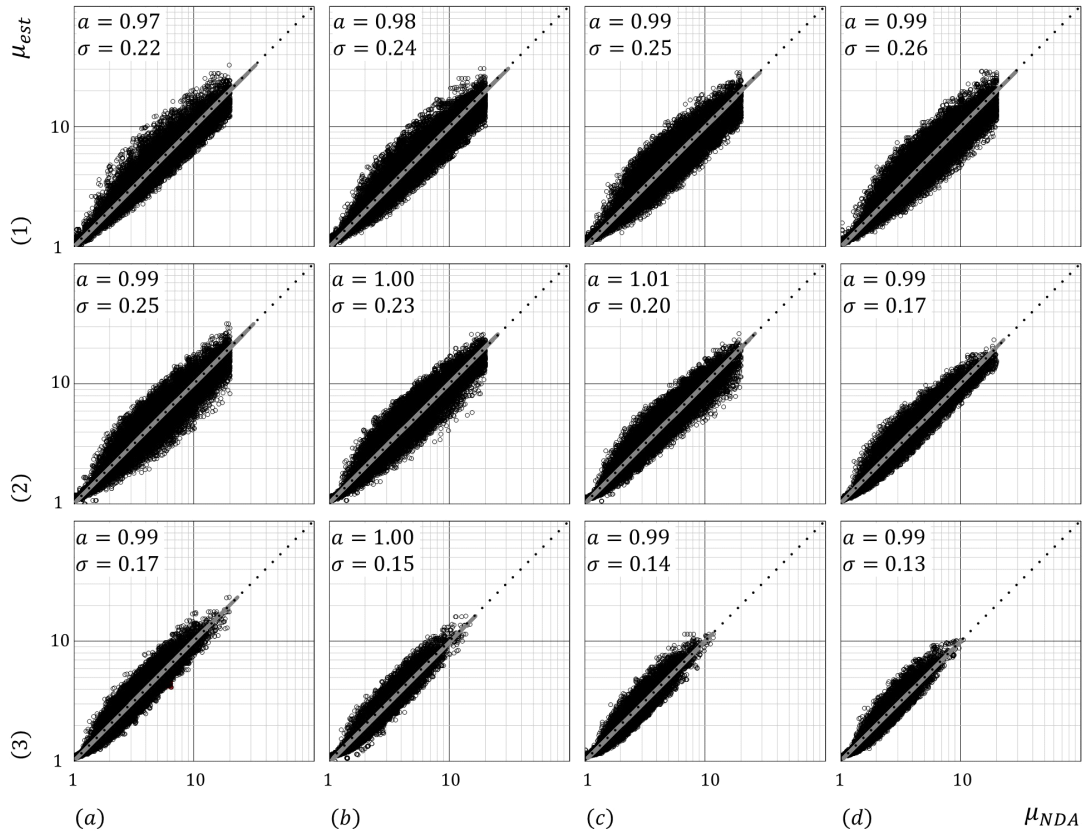


Fig. C.91 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.50$)

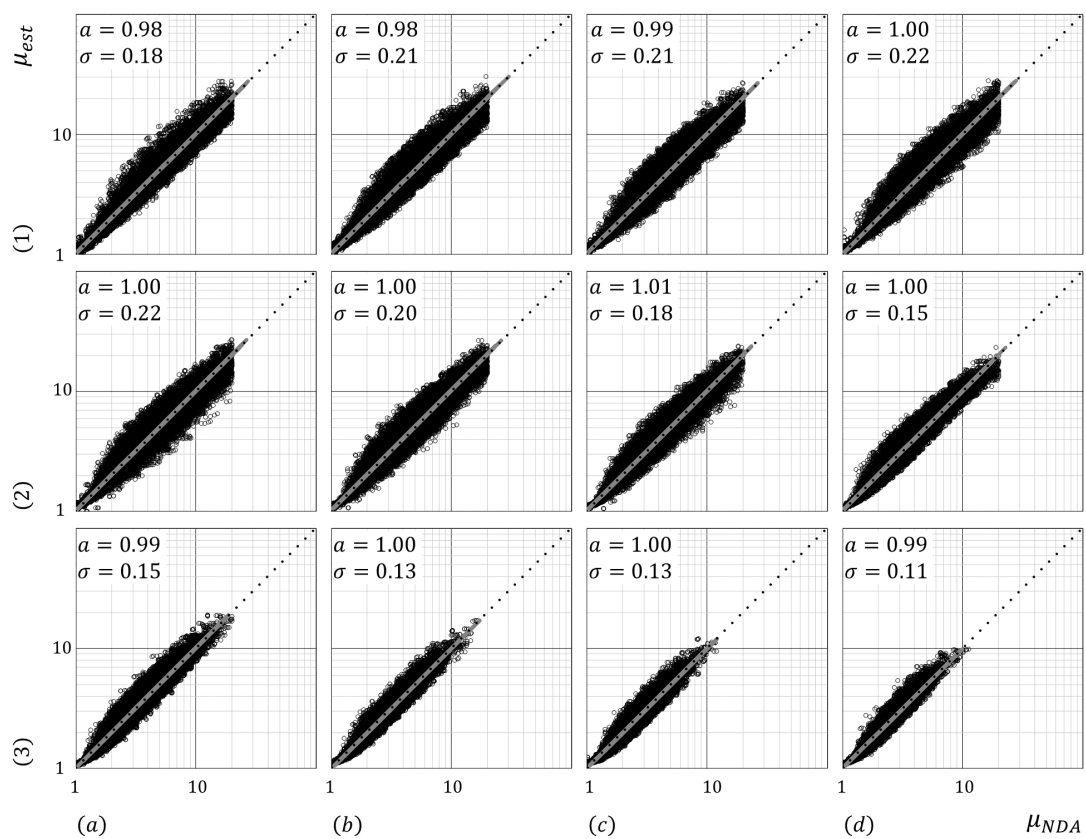


Fig. C.92 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.60$)

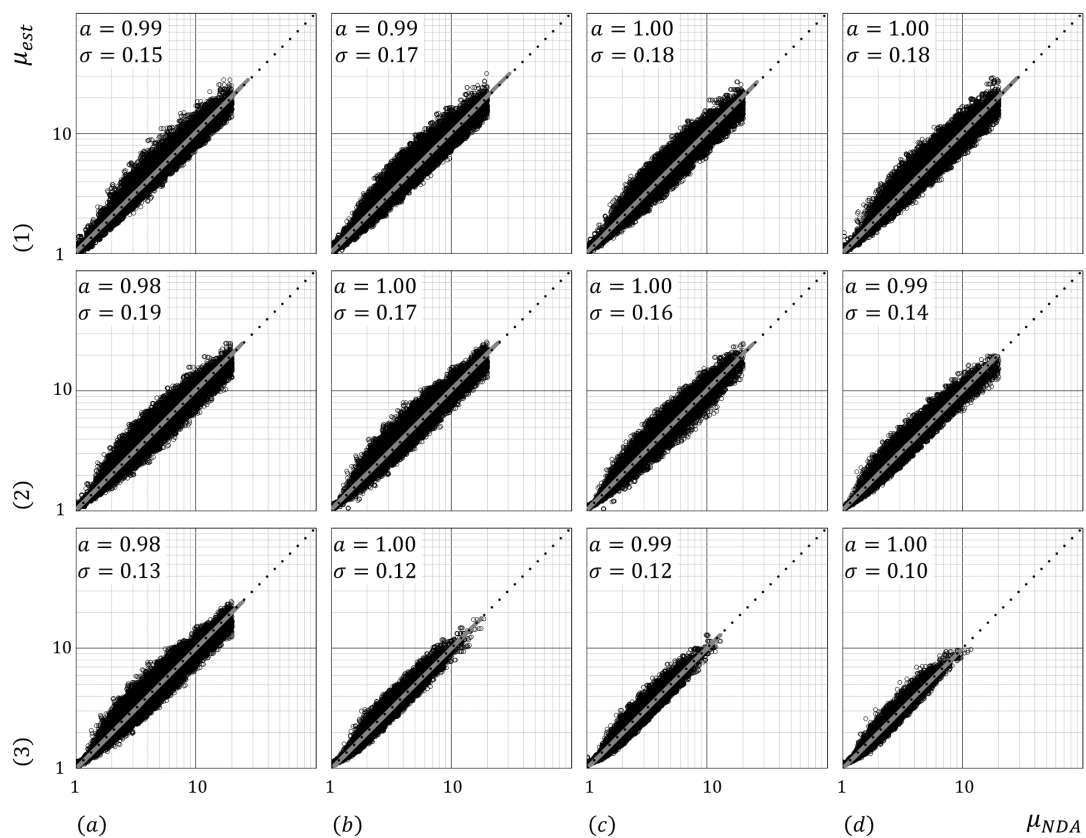


Fig. C.93 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.70$)

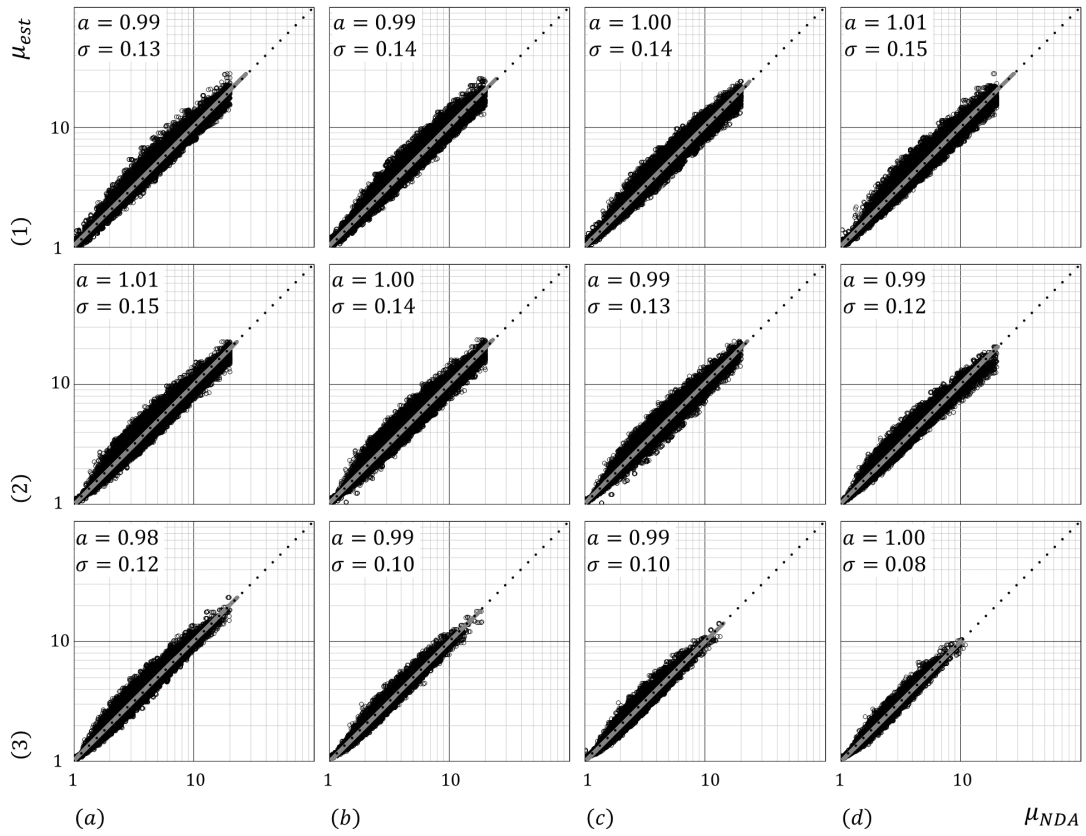


Fig. C.94 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.80$)

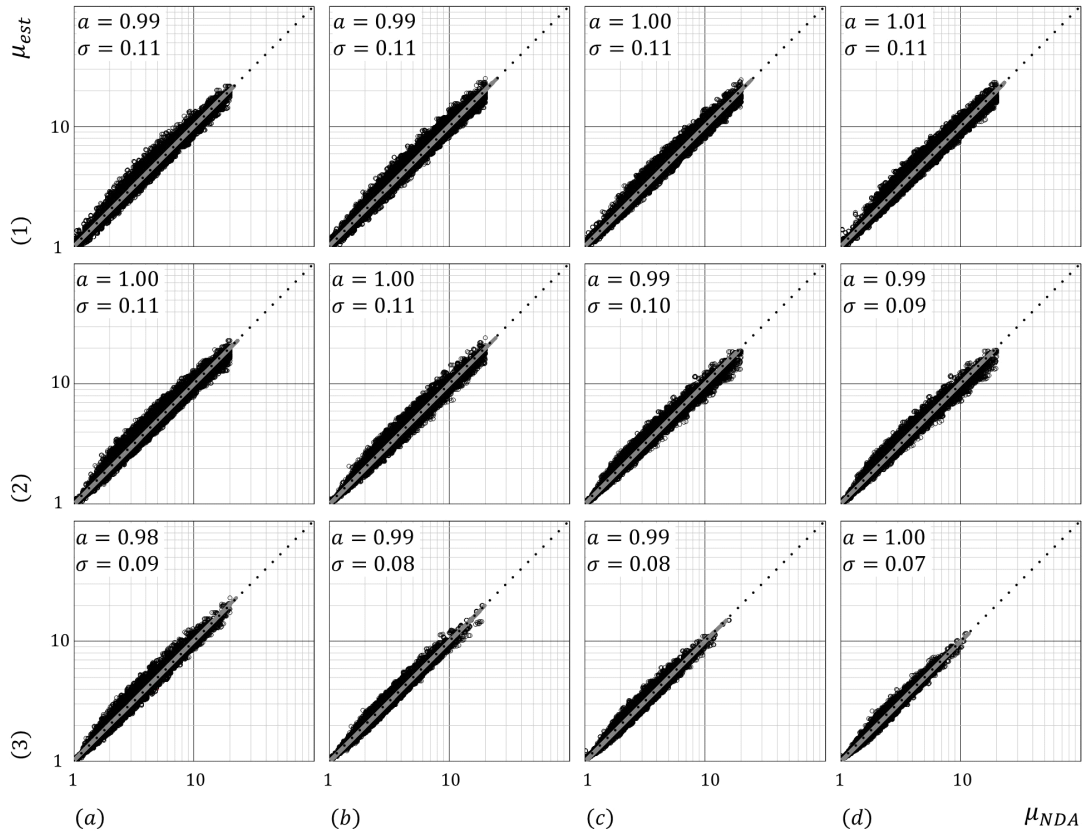


Fig. C.95 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.90$)

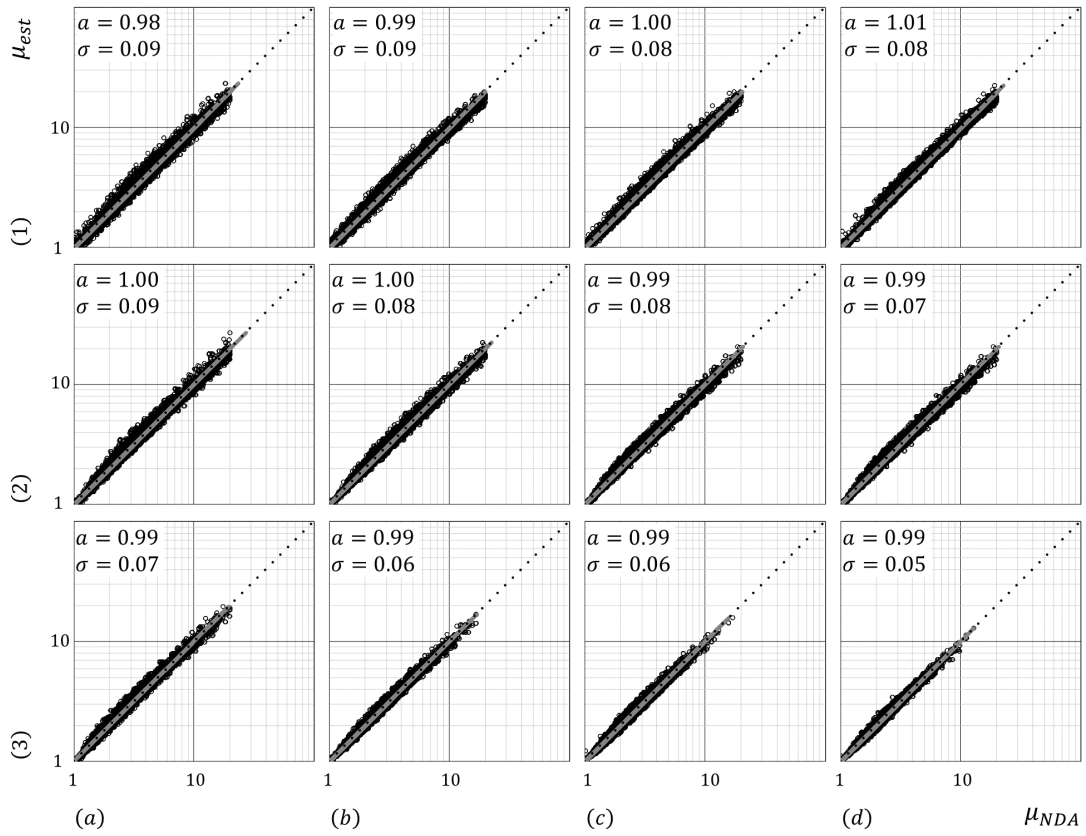


Fig. C.96 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.99$)

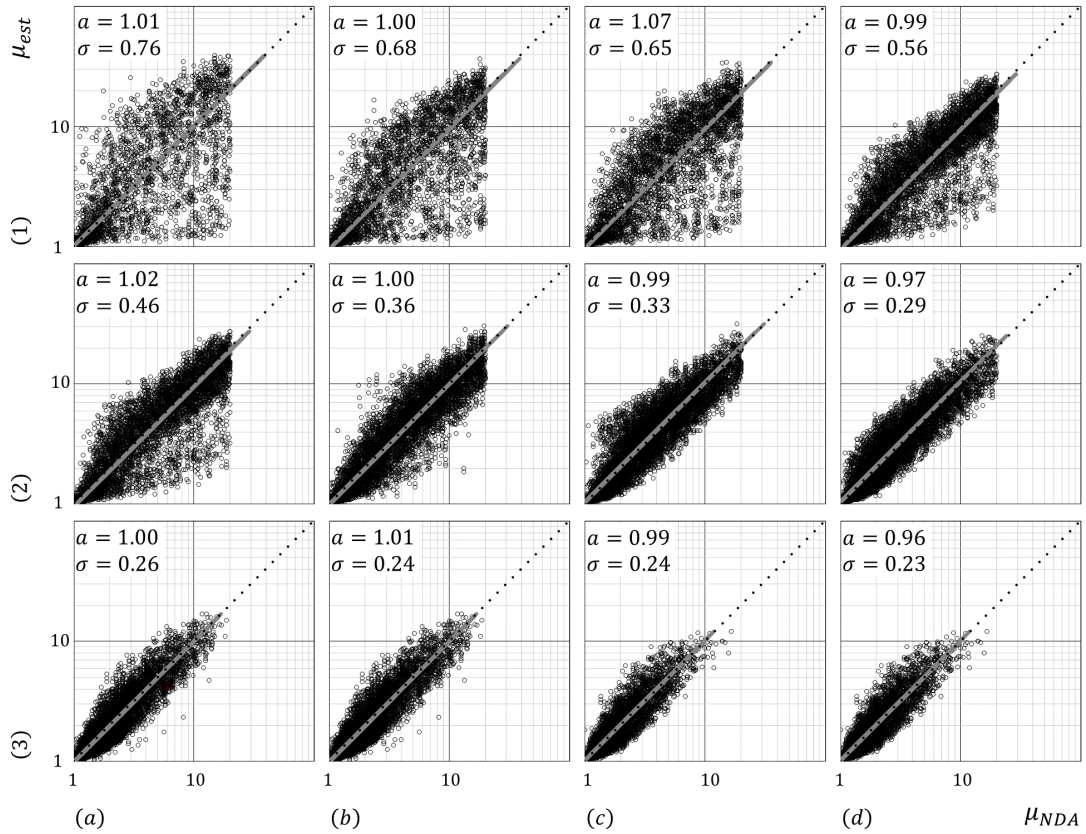


Fig. C.97 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.00$, $\beta = 0.00$)

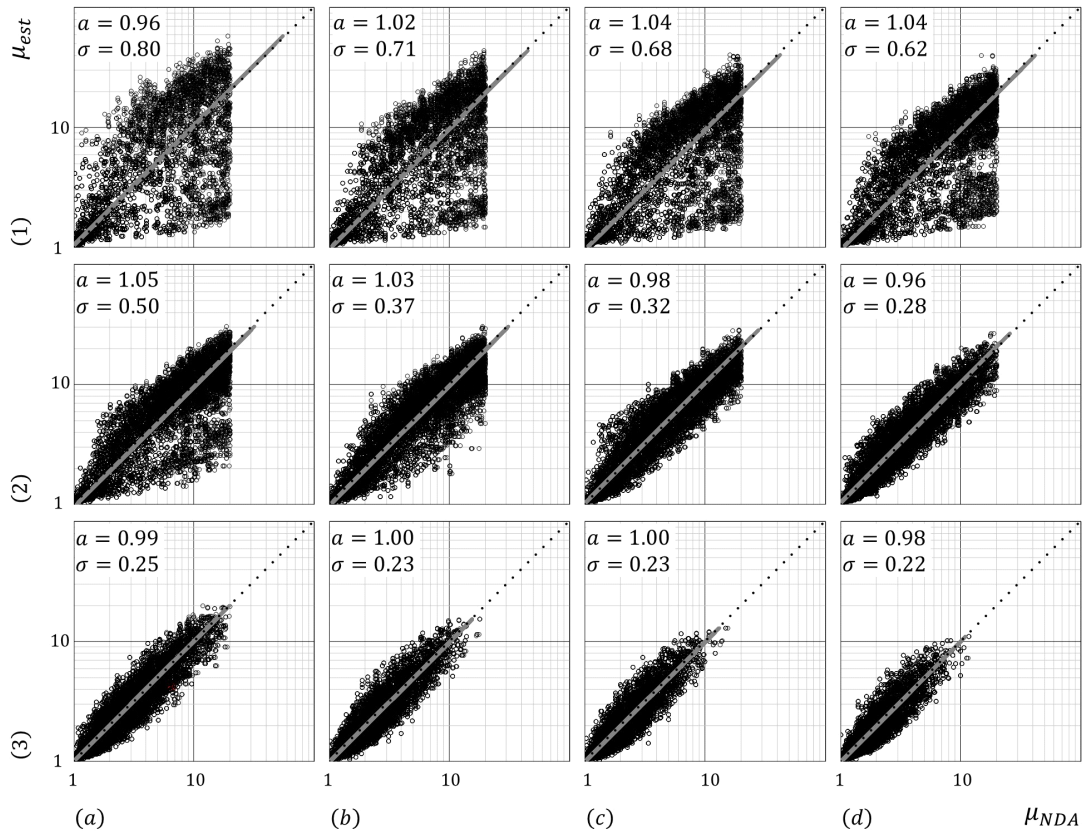


Fig. C.98 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, $\beta = 0.00$)

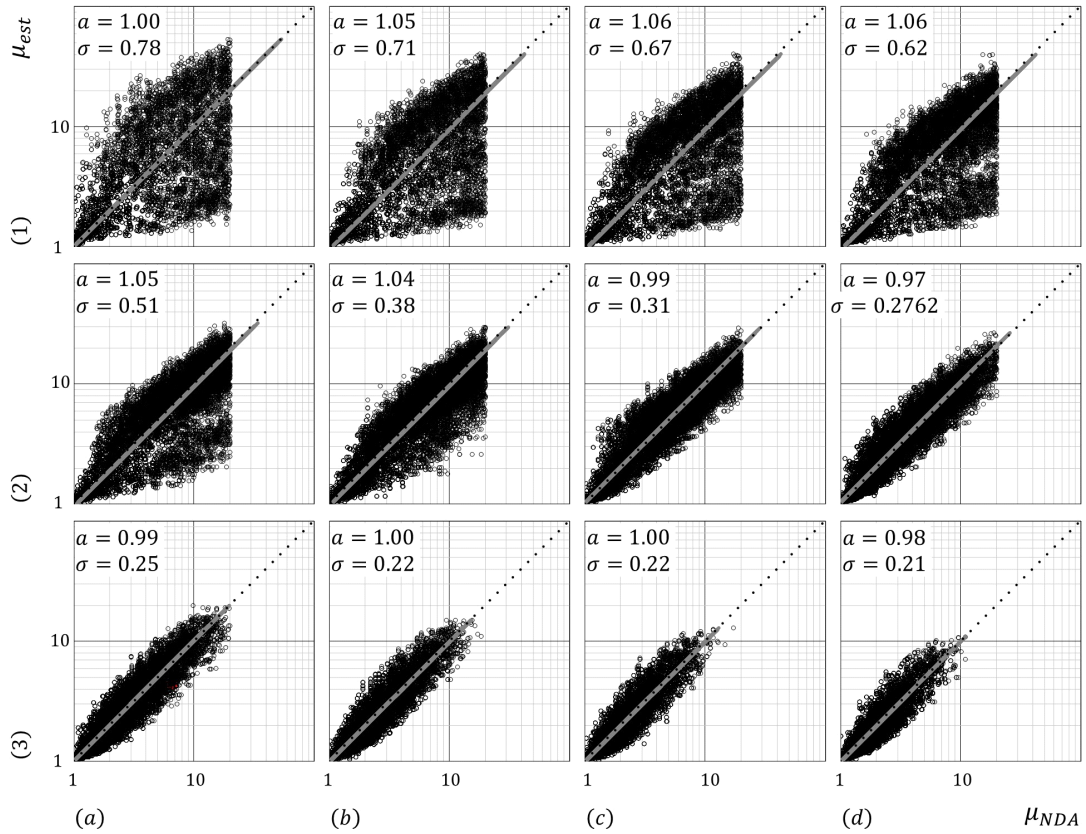


Fig. C.99 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, $\beta = 0.00$)

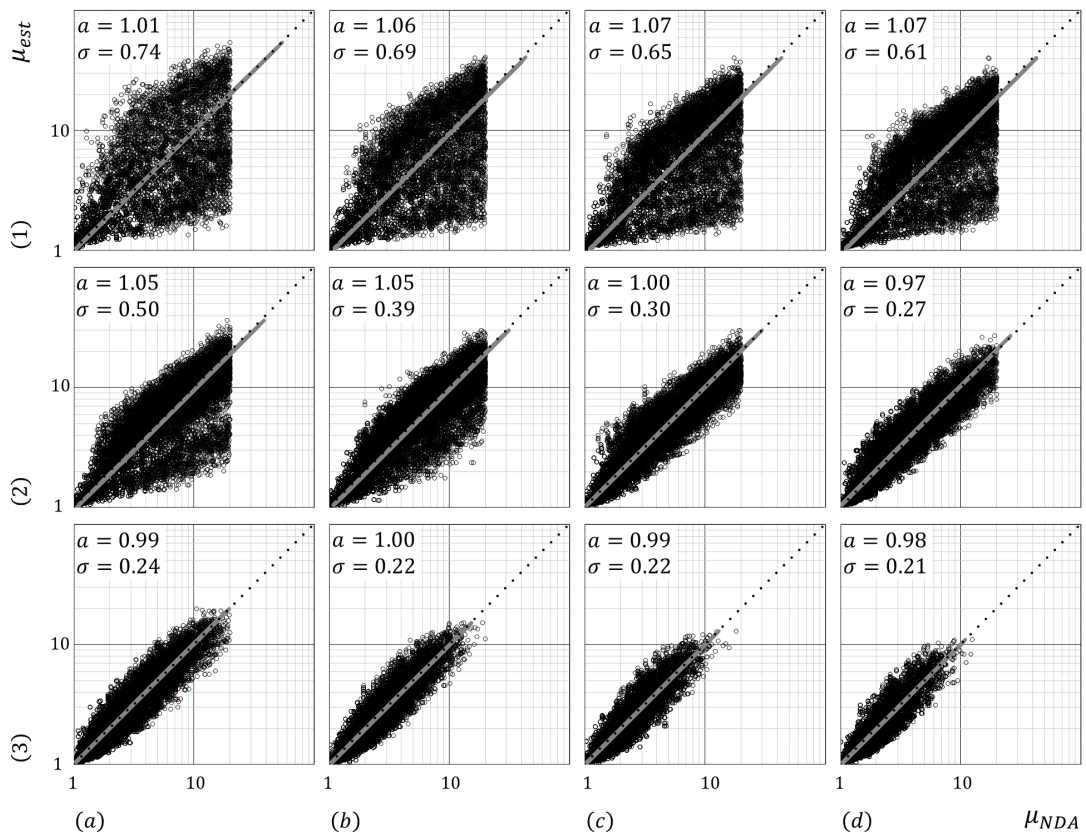


Fig. C.100 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, $\beta = 0.00$)

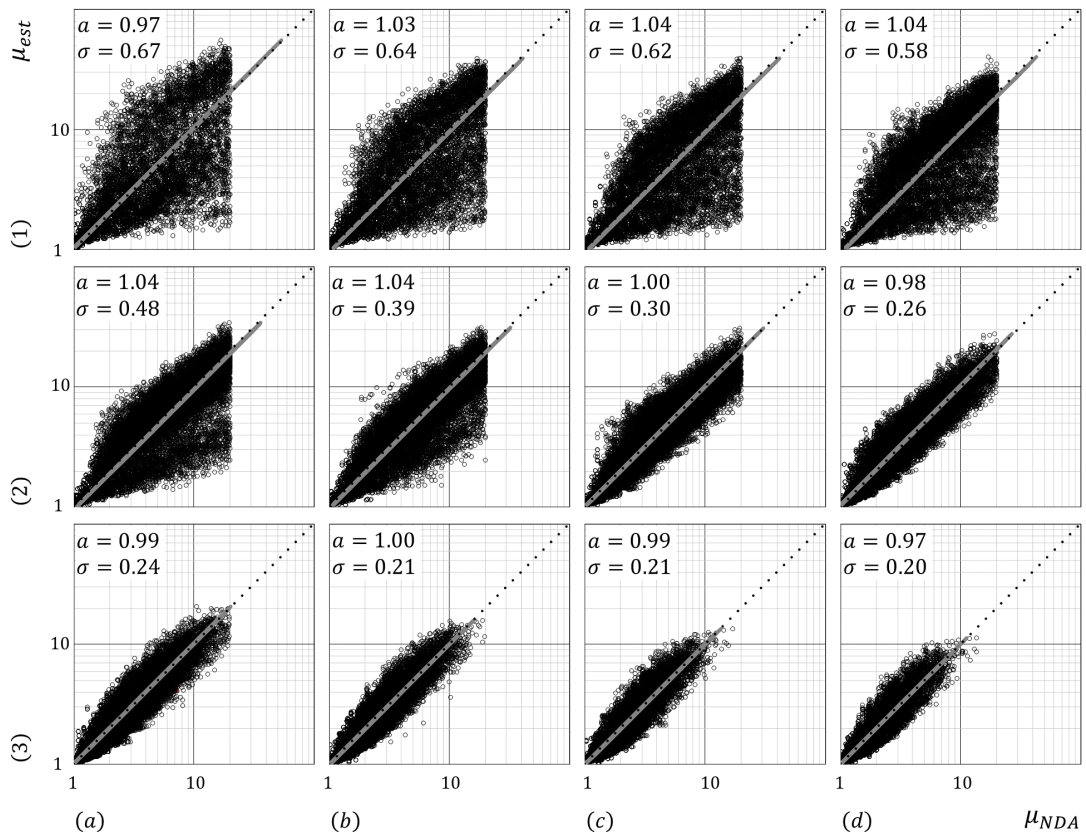


Fig. C.101 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, $\beta = 0.00$)

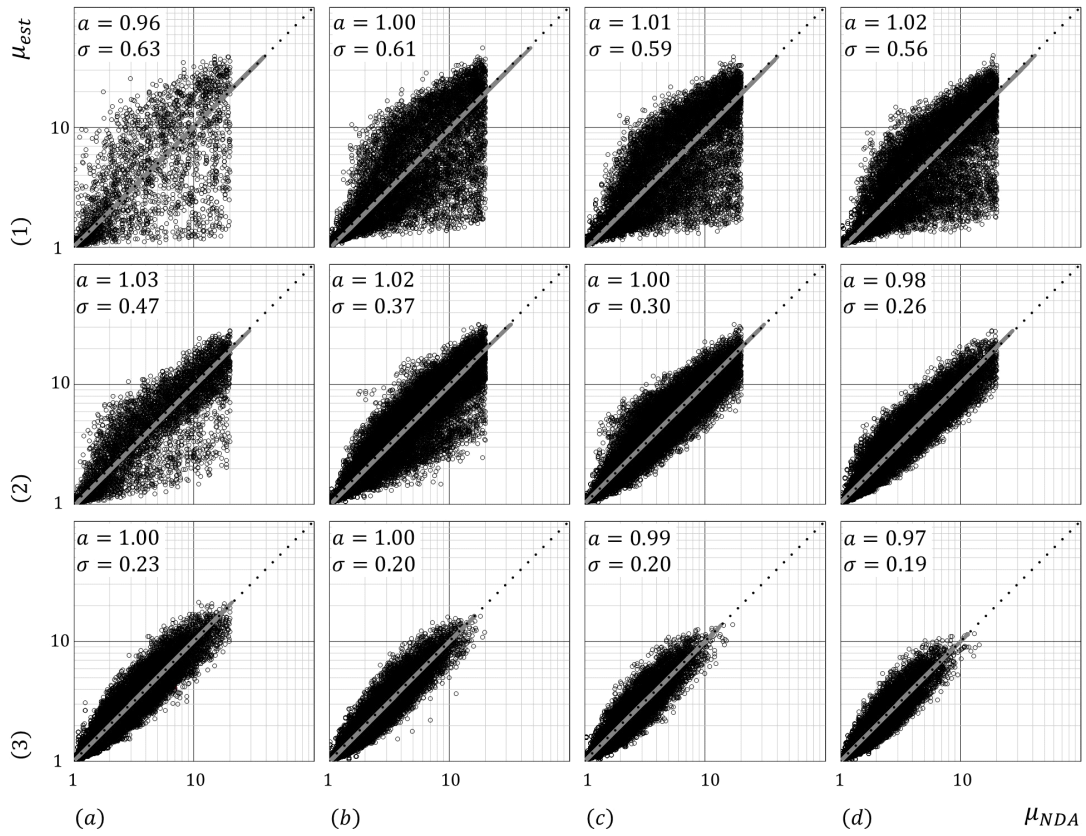


Fig. C.102 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, $\beta = 0.00$)

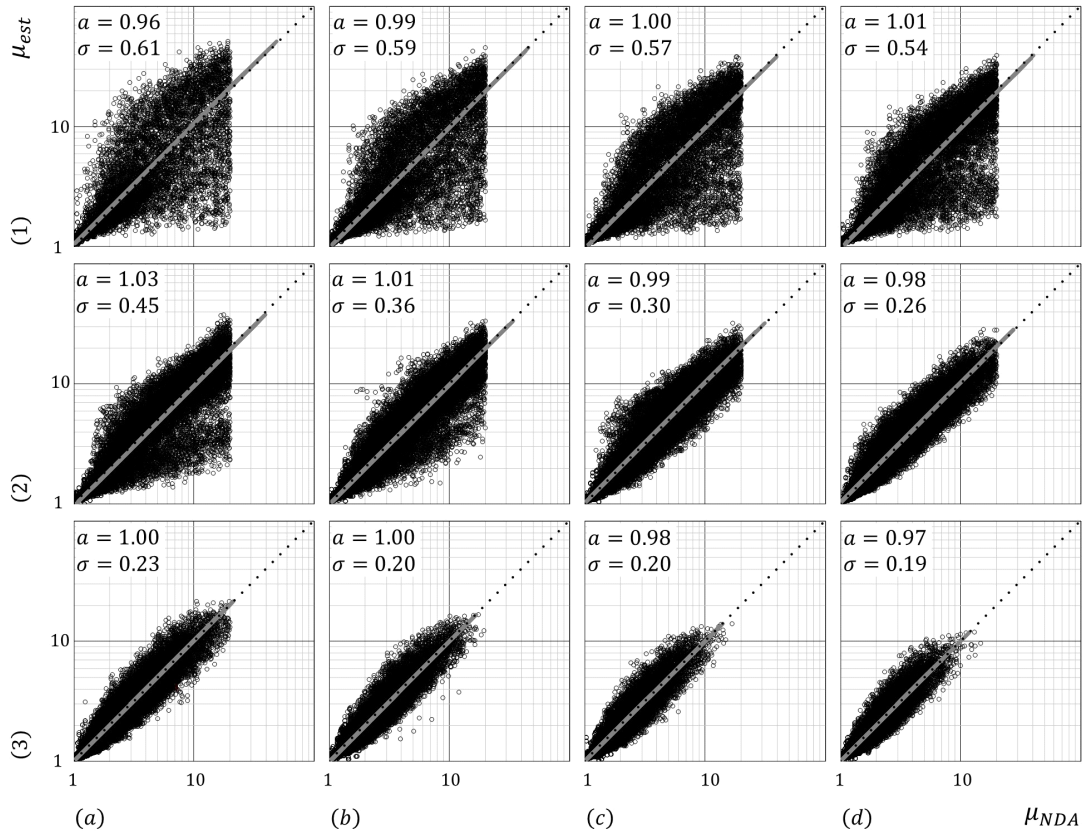


Fig. C.103 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, $\beta = 0.00$)

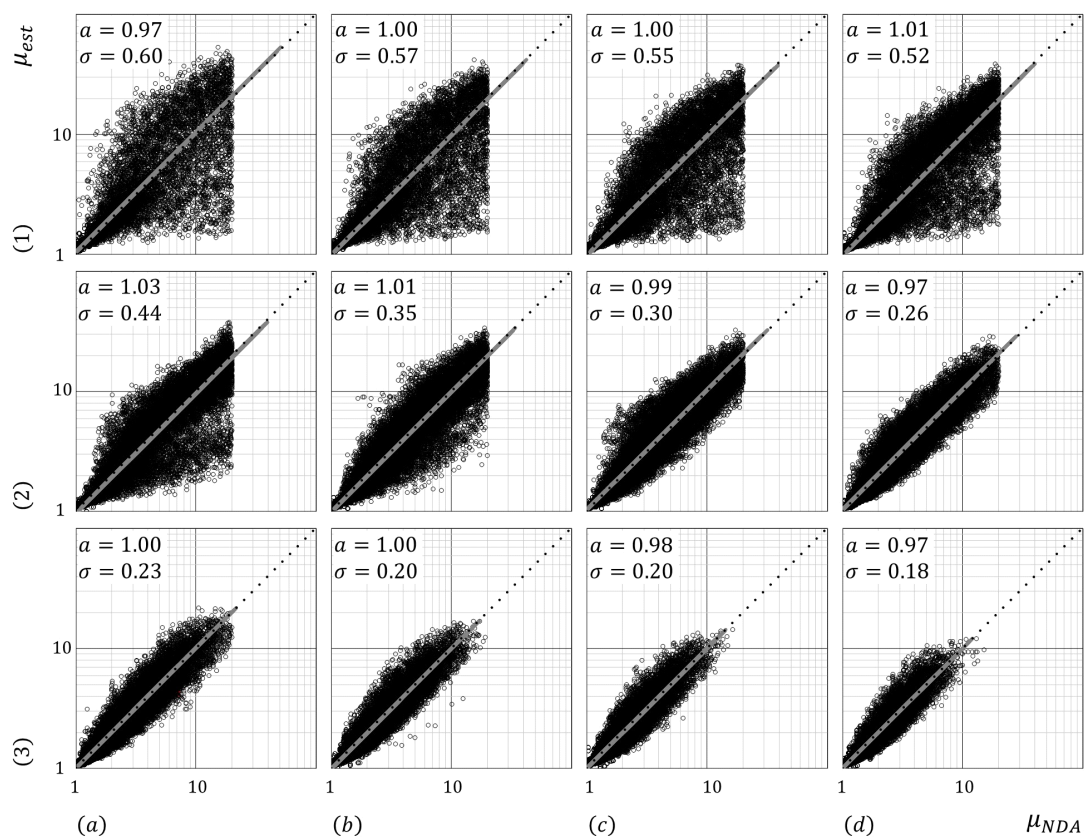


Fig. C.104 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, $\beta = 0.00$)

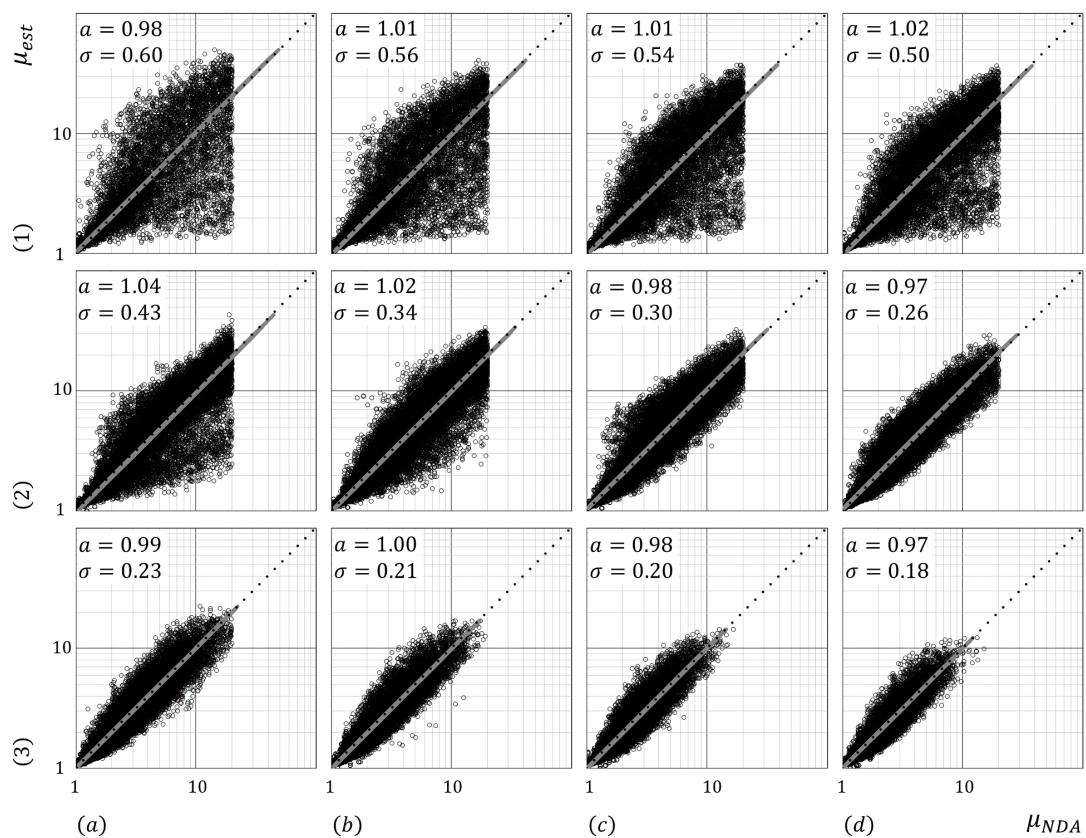


Fig. C.105 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, $\beta = 0.00$)

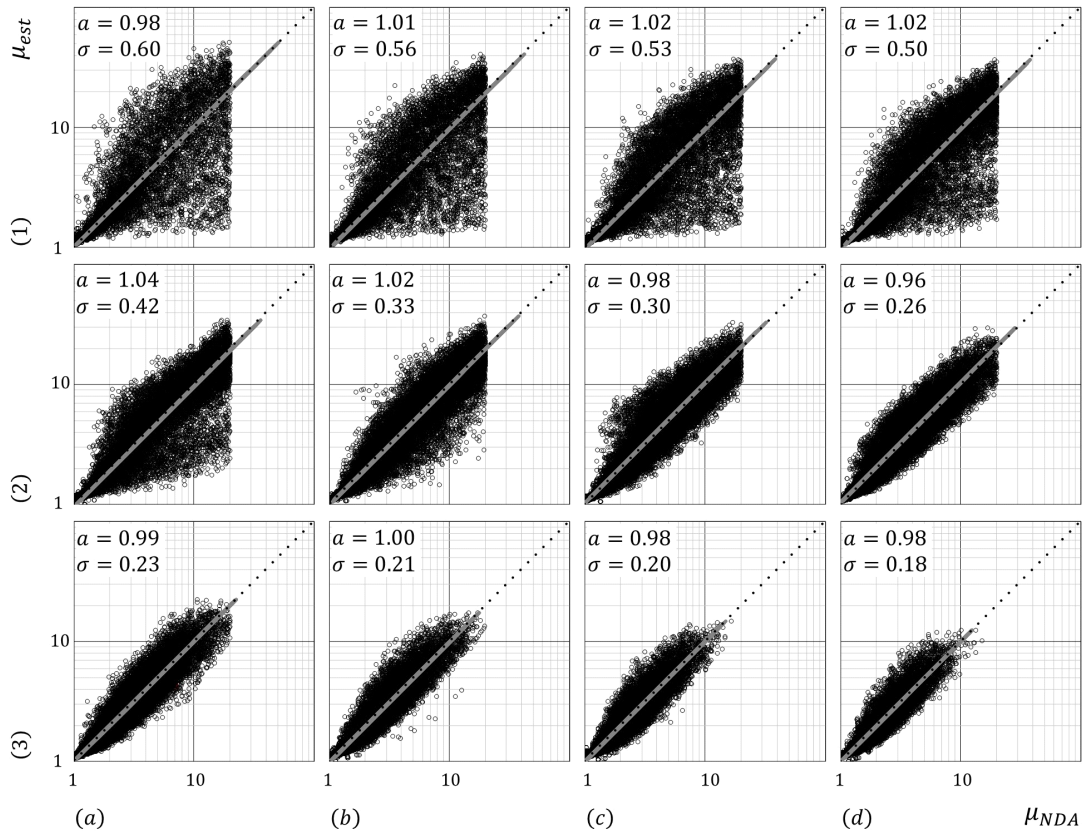


Fig. C.106 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, $\beta = 0.00$)

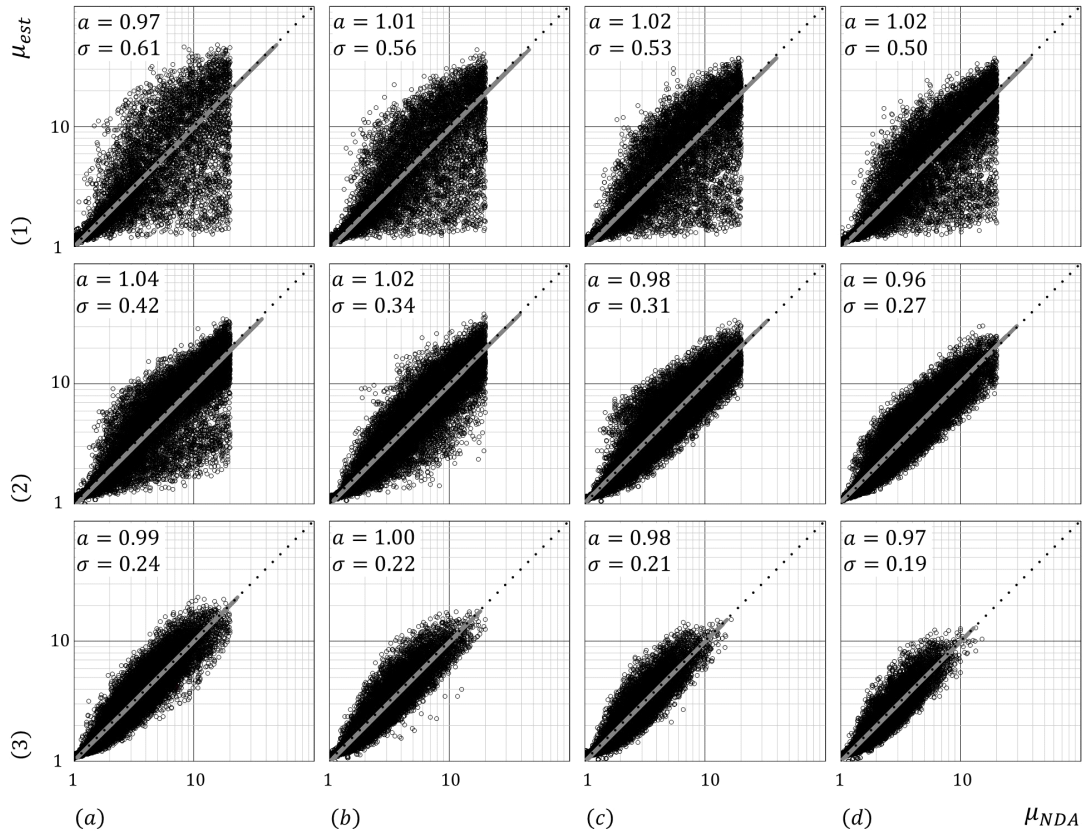


Fig. C.107 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, $\beta = 0.00$)

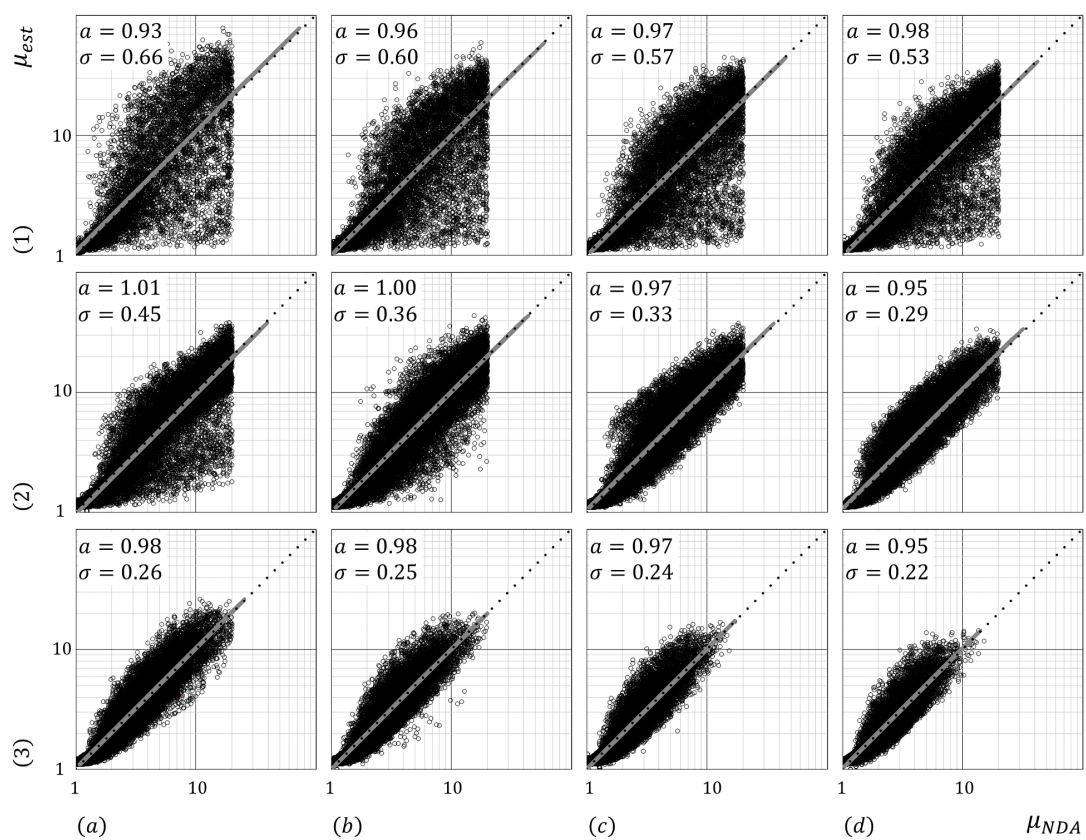


Fig. C.108 Relationship between μ_{NDA} and μ_{pro} (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, $\beta = 0.00$)

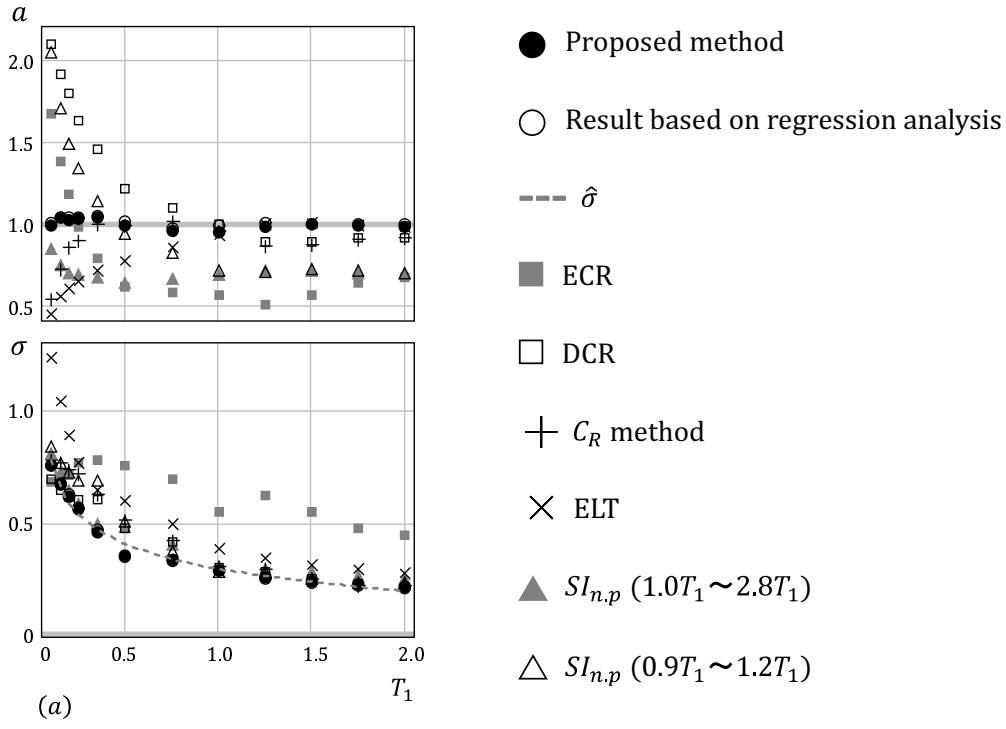


Fig. C.109 “a” and “σ” (Bi-linear, $\alpha = 0.00$)

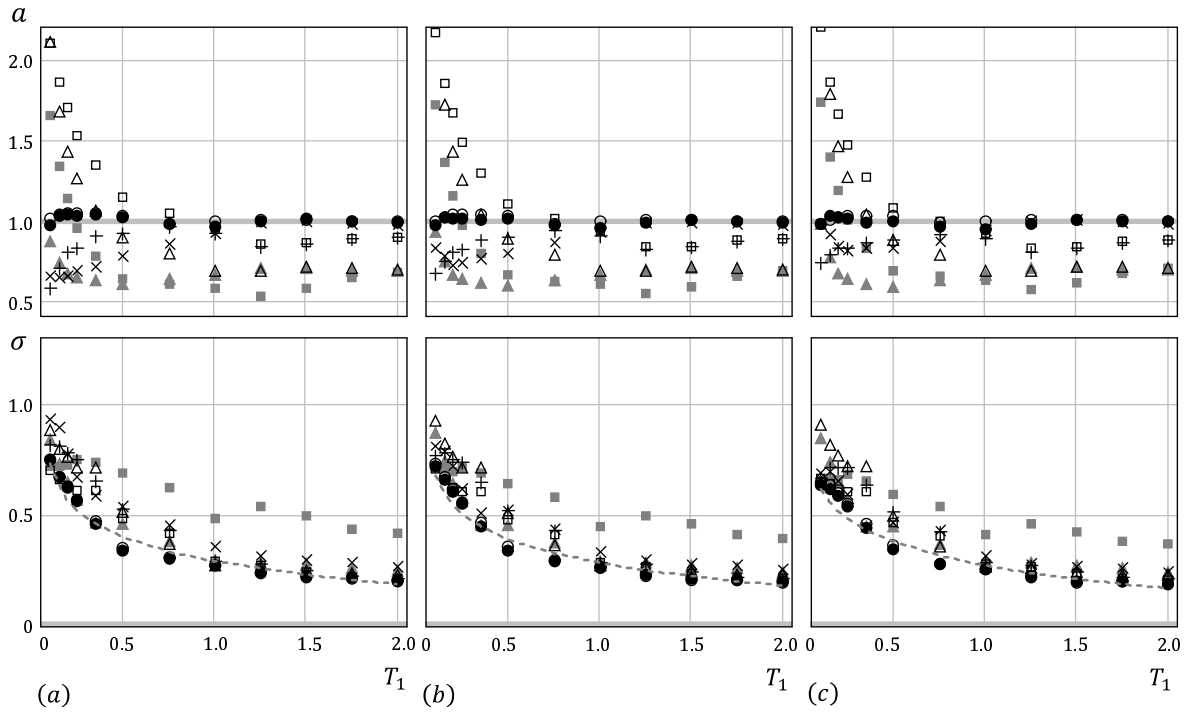


Fig. C.110 “a” and “σ” (Bi-linear, (a) $\alpha = 0.03$, (b) $\alpha = 0.06$, (c) $\alpha = 0.10$)

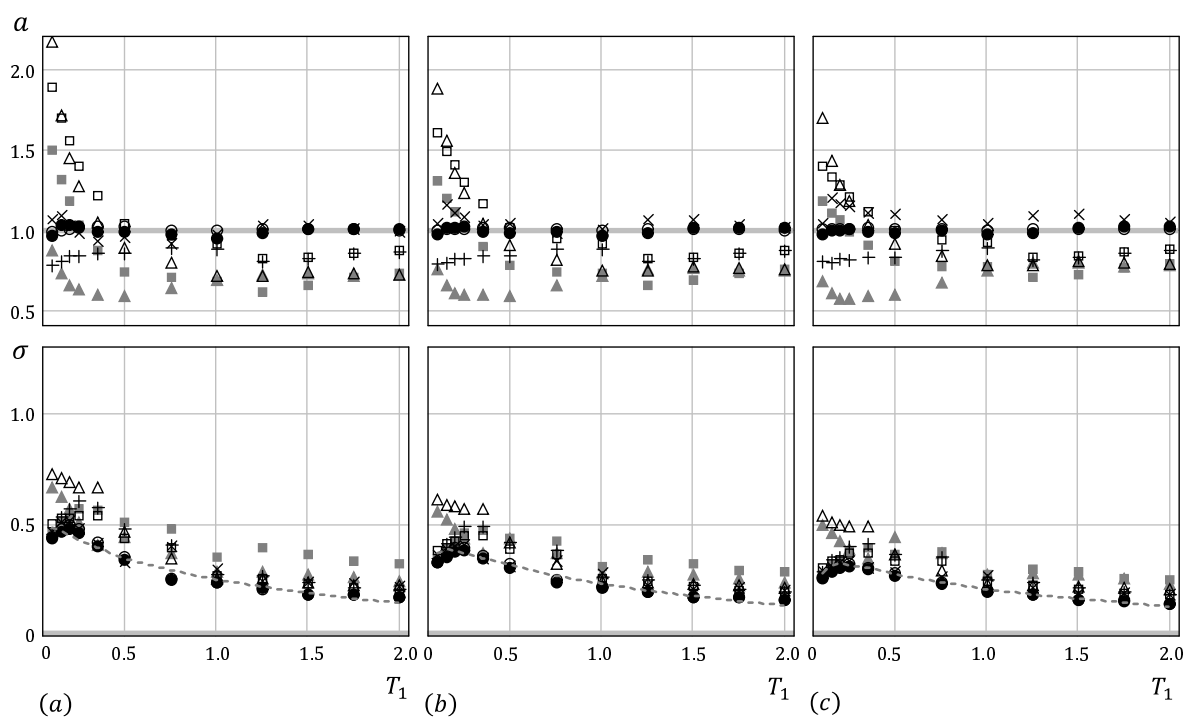


Fig. C.111 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear, (a) $\alpha = 0.20$, (b) $\alpha = 0.30$, (c) $\alpha = 0.40$)

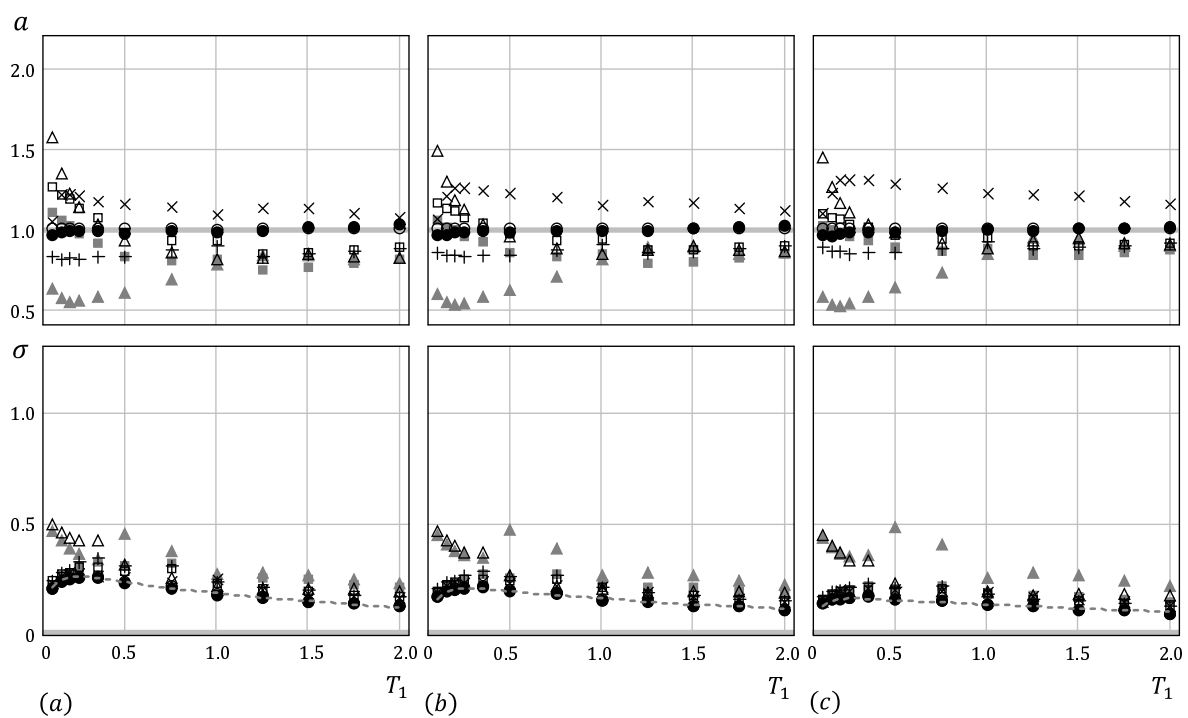


Fig. C.112 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear, (a) $\alpha = 0.50$, (b) $\alpha = 0.60$, (c) $\alpha = 0.70$)

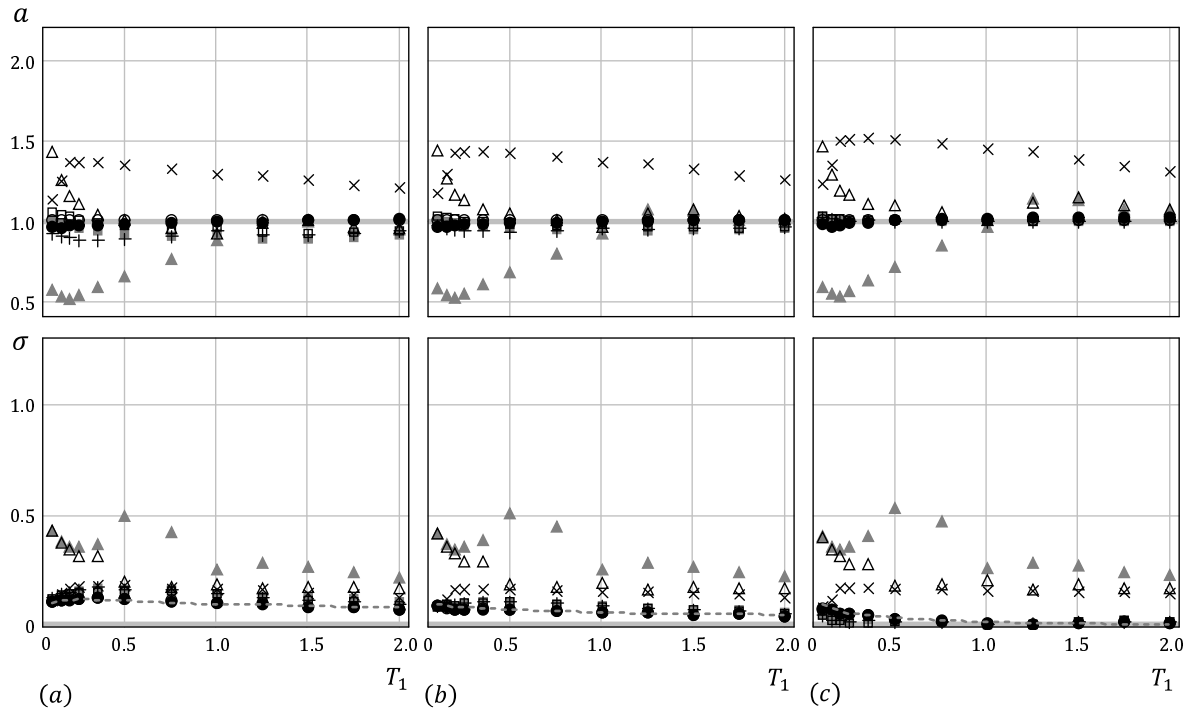


Fig. C.113 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear, (a) $\alpha = 0.80$, (b) $\alpha = 0.90$, (c) $\alpha = 0.99$)

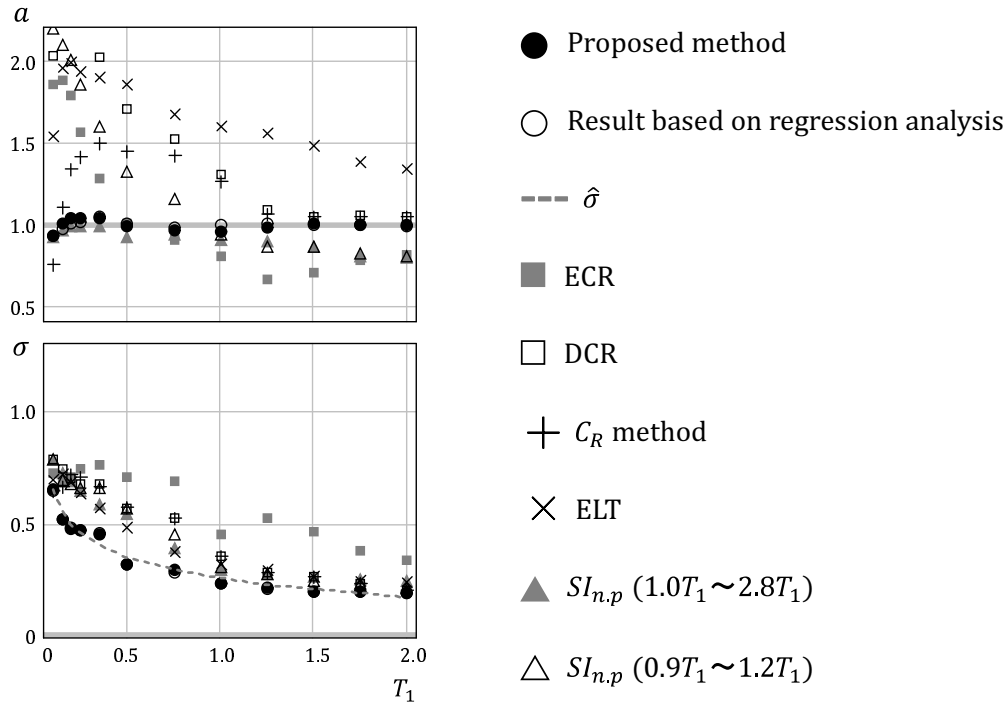


Fig. C.114 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear-slip, $\alpha = 0.00$)

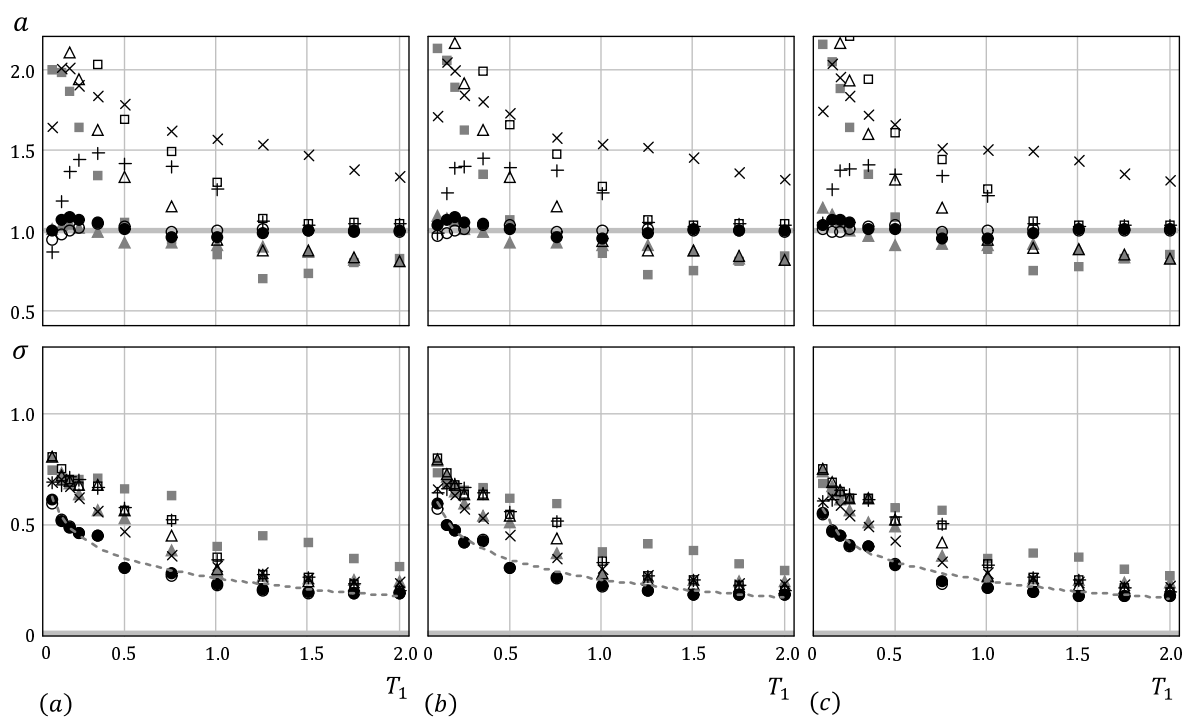


Fig. C.115 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear-slip, (a) $\alpha = 0.03$, (b) $\alpha = 0.06$, (c) $\alpha = 0.10$)

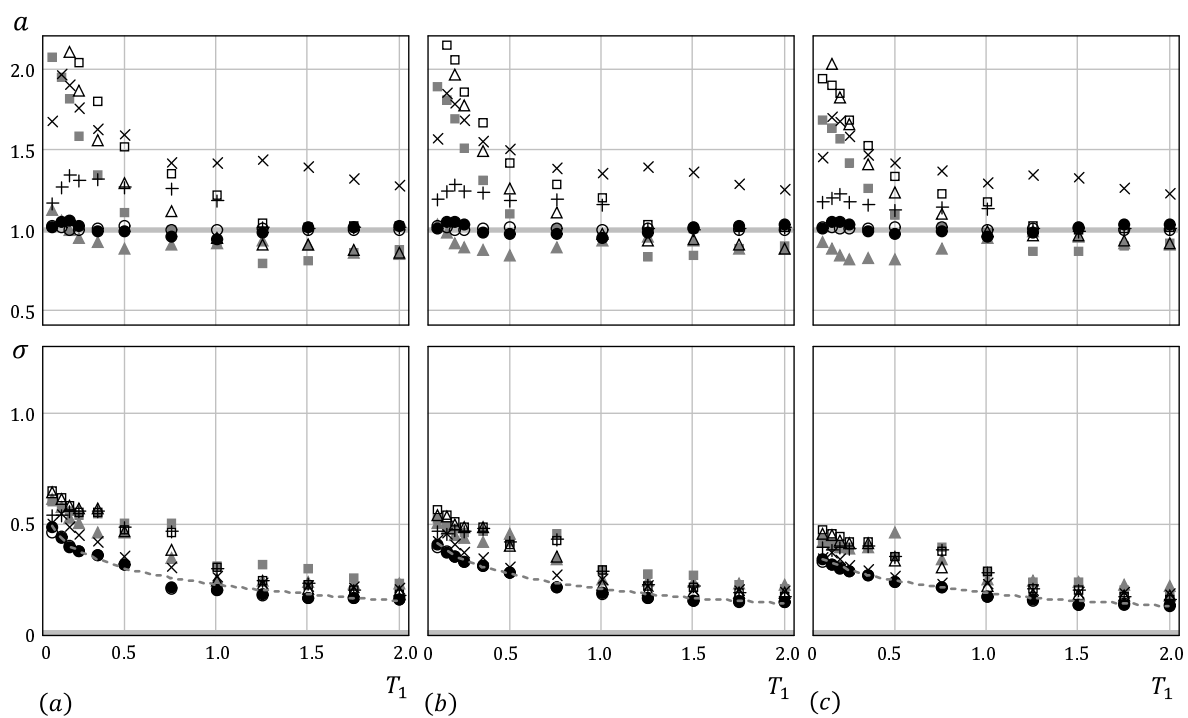


Fig. C.116 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear-slip, (a) $\alpha = 0.20$, (b) $\alpha = 0.30$, (c) $\alpha = 0.40$)

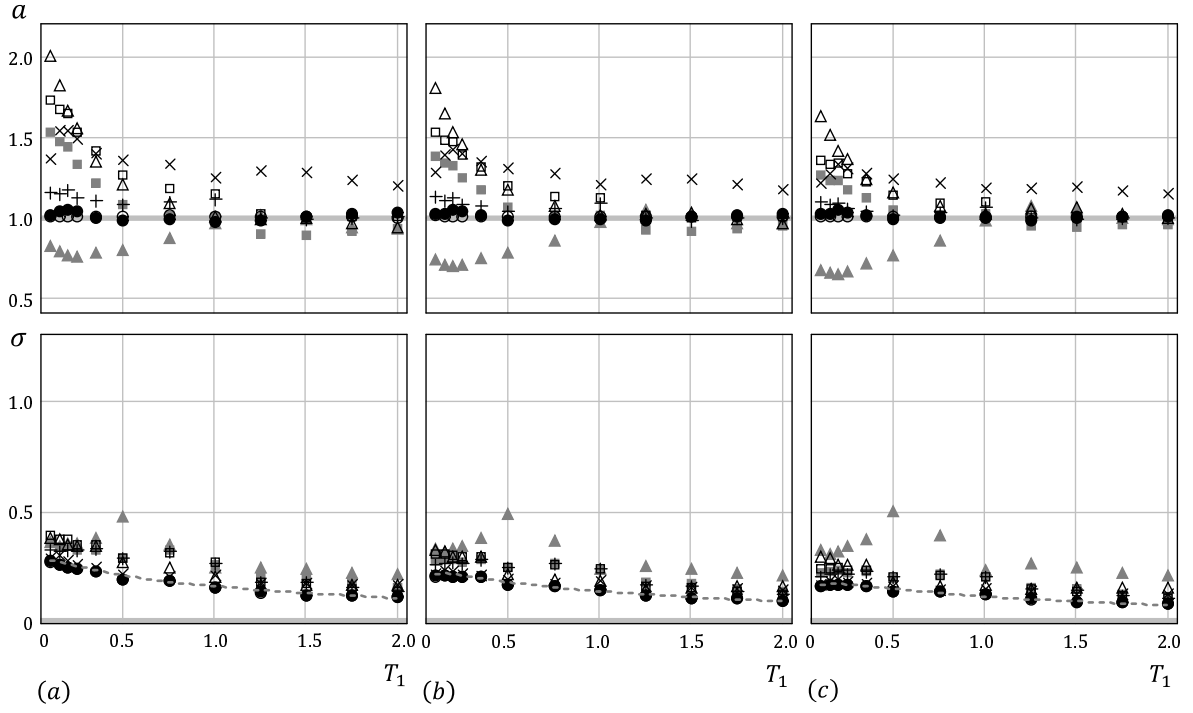


Fig. C.117 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear-slip, (a) $\alpha = 0.50$, (b) $\alpha = 0.60$, (c) $\alpha = 0.70$)

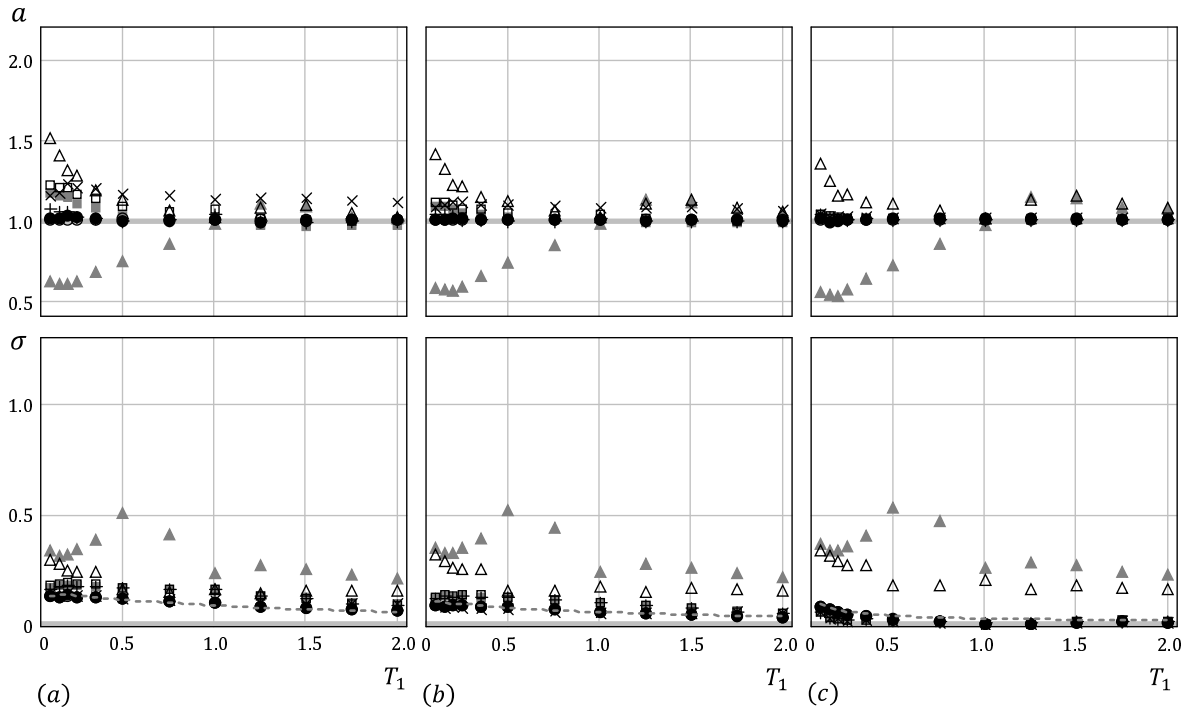


Fig. C.118 “ a ” and “ σ ” (Bi-linear-slip, (a) $\alpha = 0.80$, (b) $\alpha = 0.90$, (c) $\alpha = 0.99$)

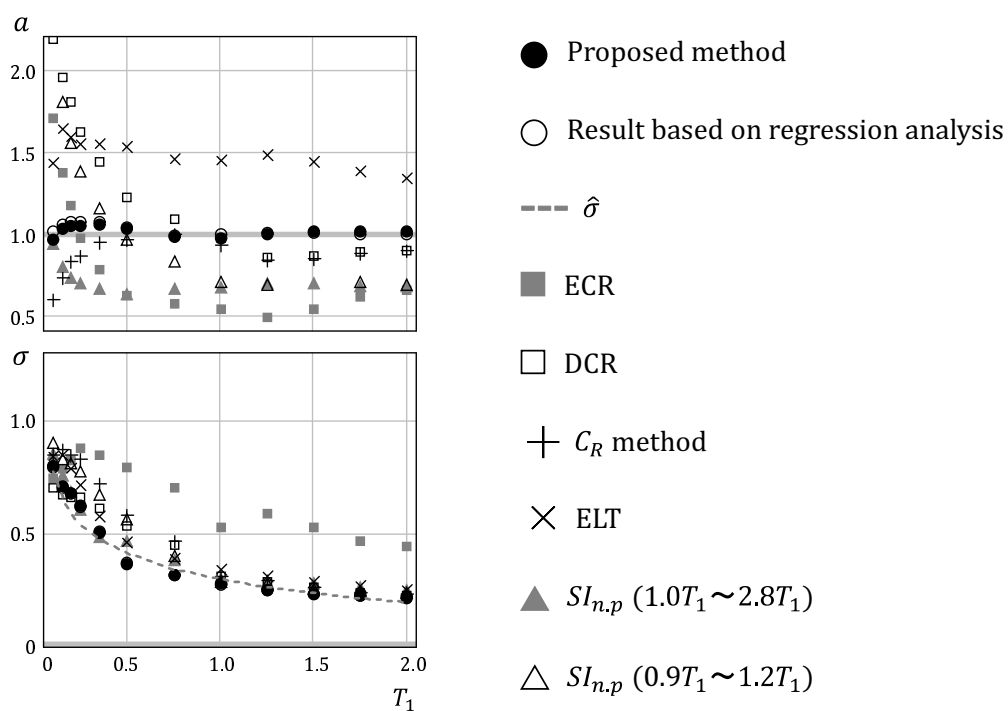


Fig. C.119 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, $\beta = 0.00$)

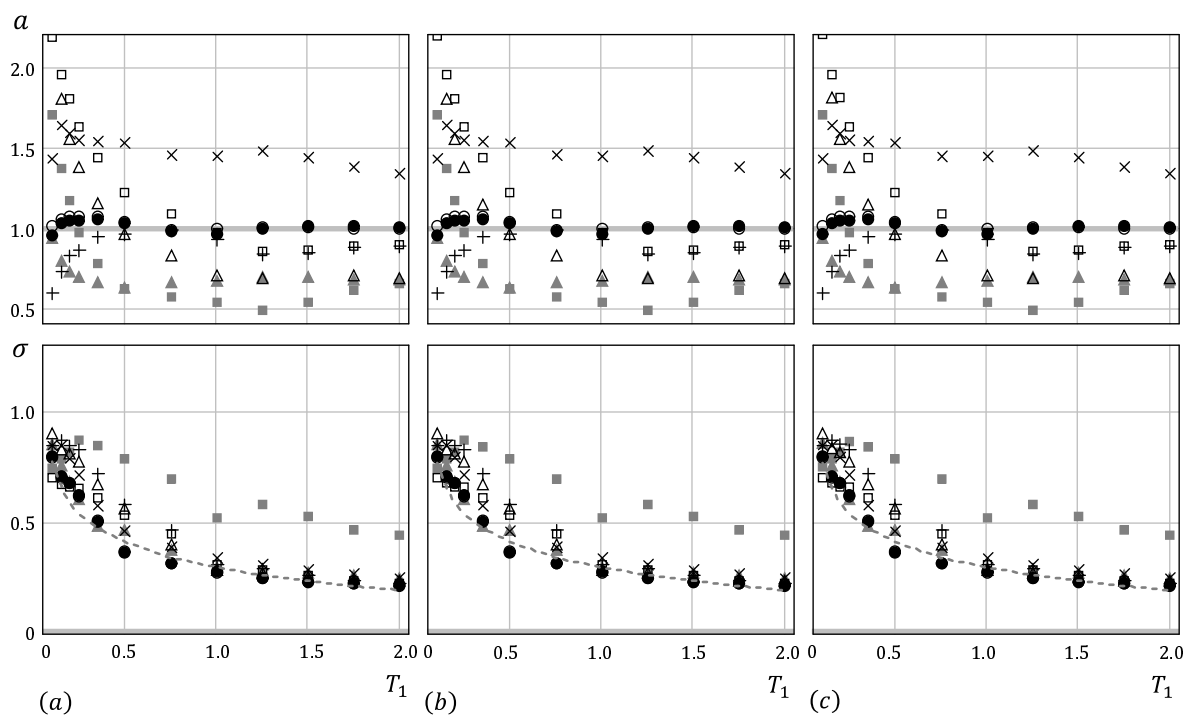


Fig. C.120 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

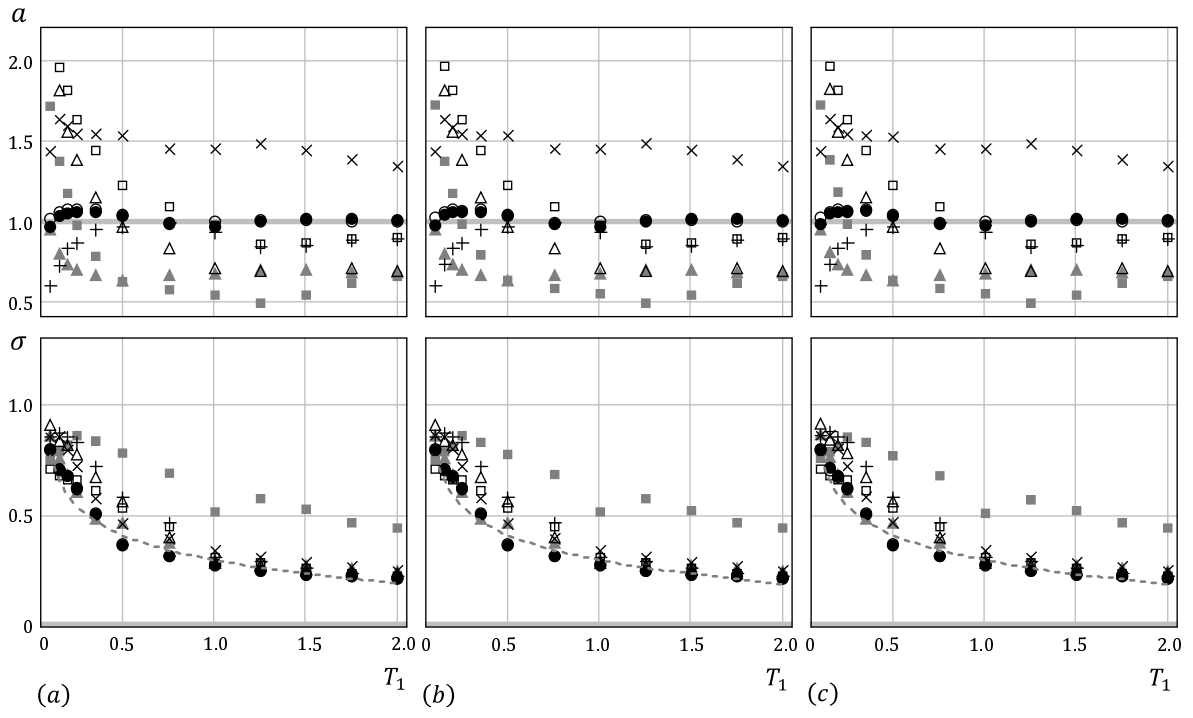


Fig. C.121 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

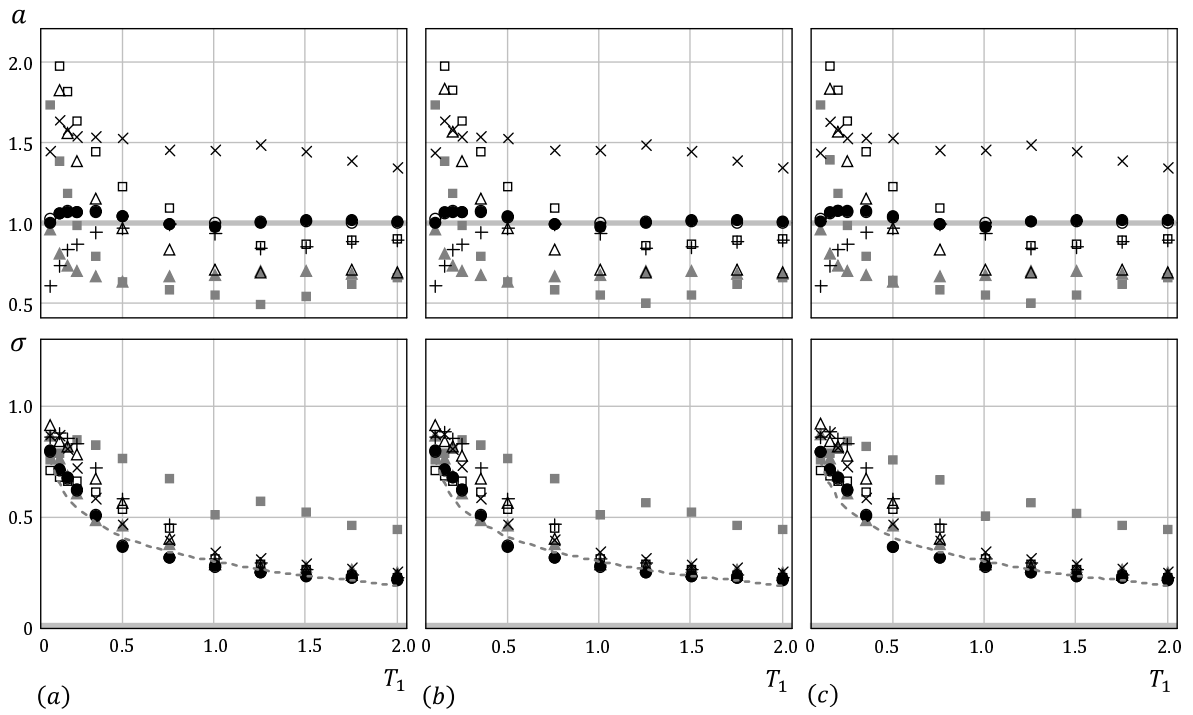


Fig. C.122 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

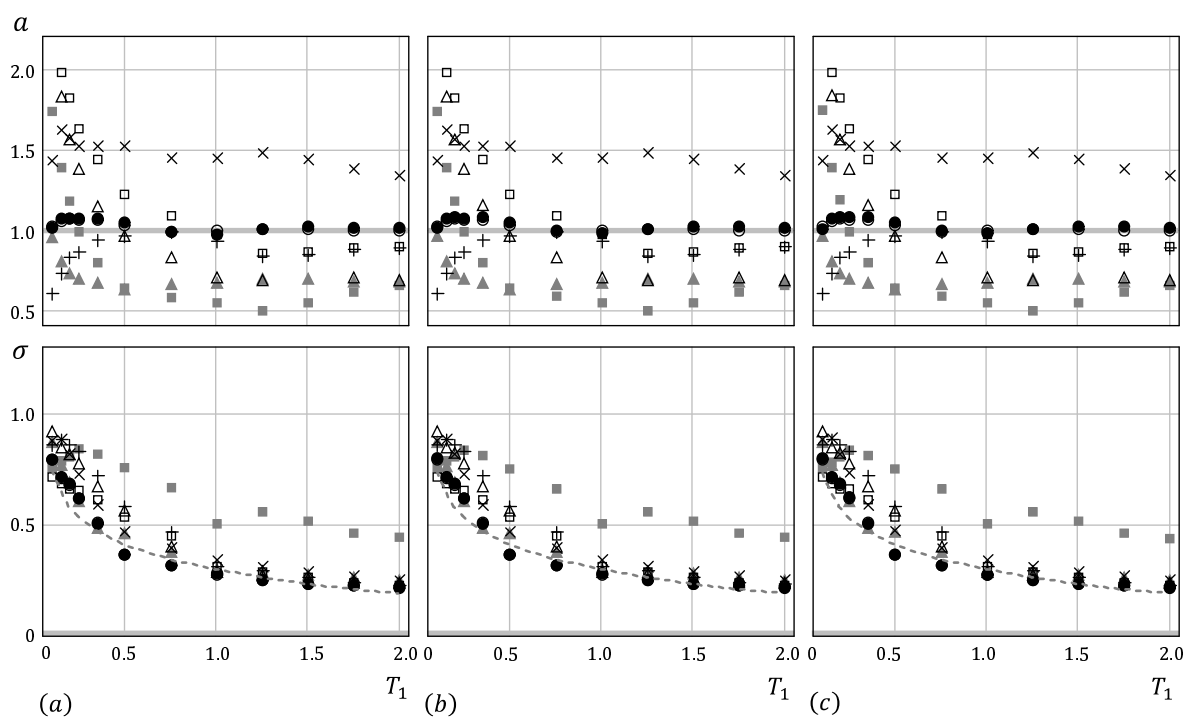


Fig. C.123 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.03$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

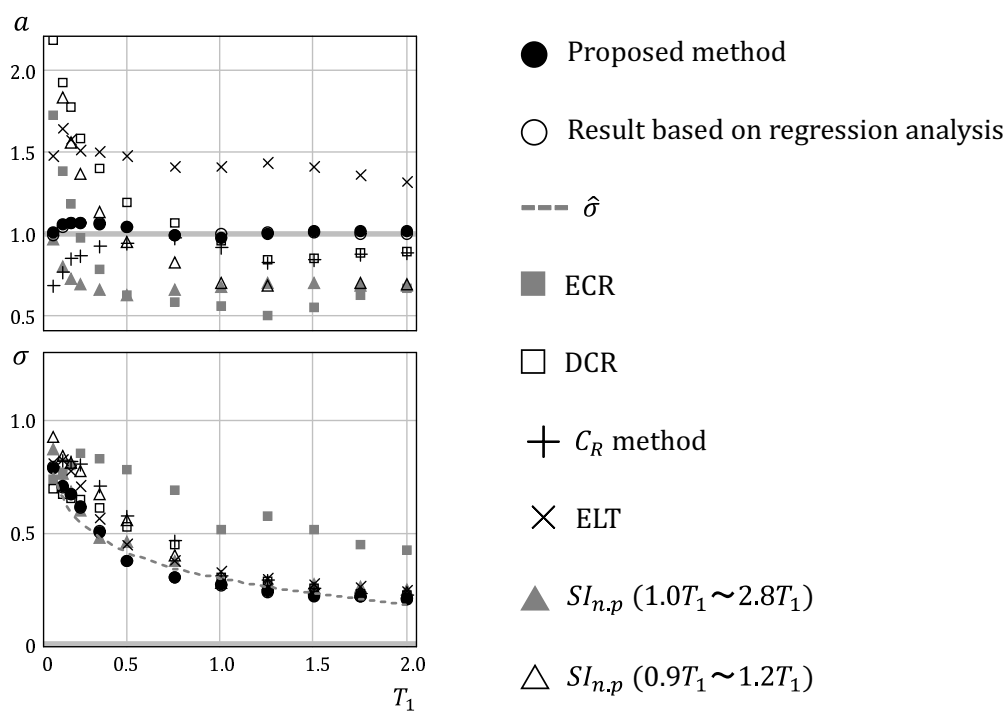


Fig. C.124 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, $\beta = 0.00$)

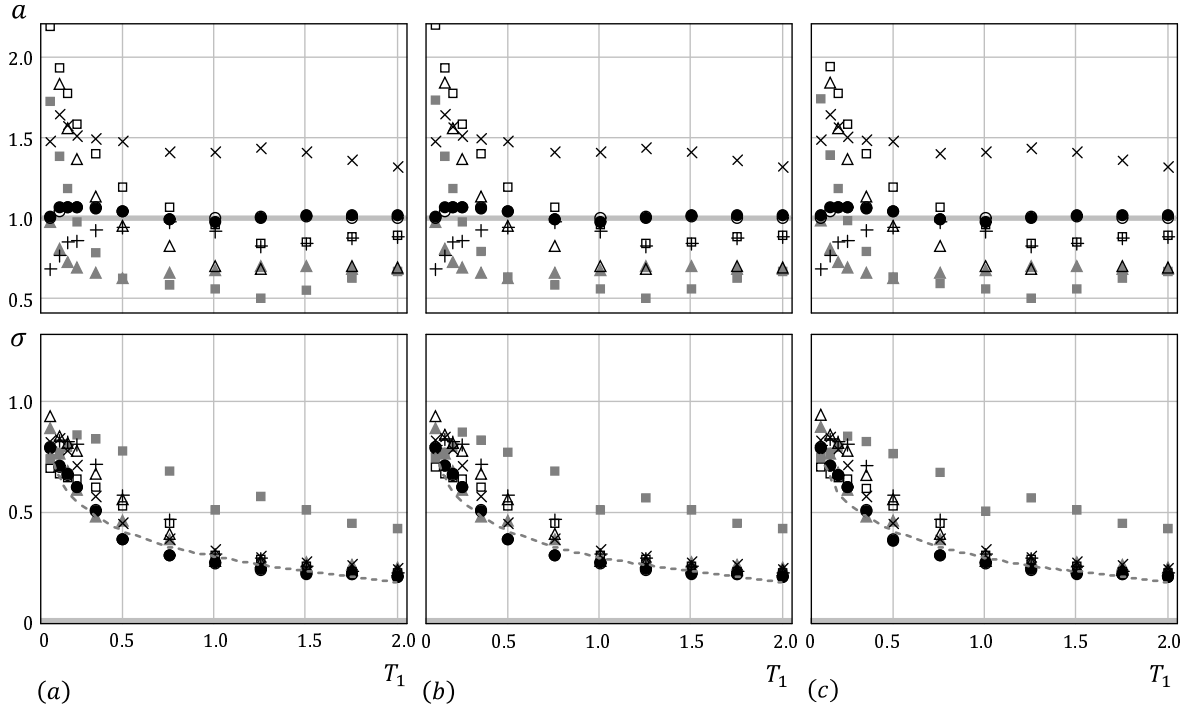


Fig. C.125 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

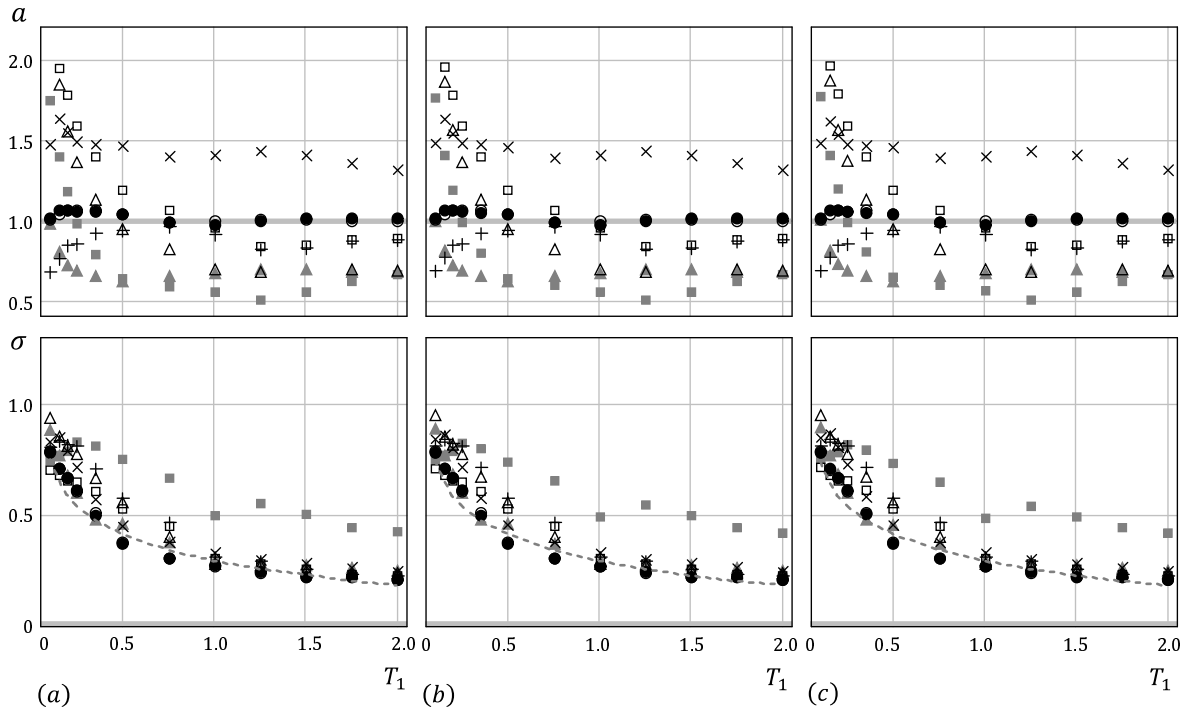


Fig. C.126 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

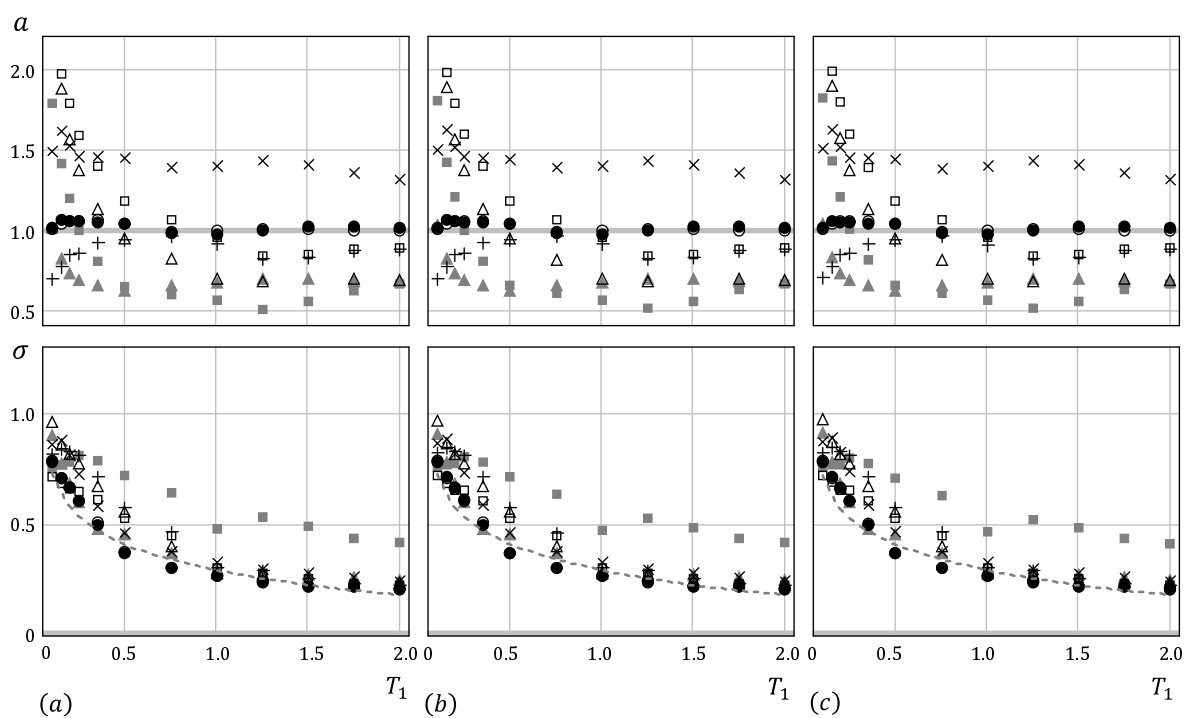


Fig. C.127 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

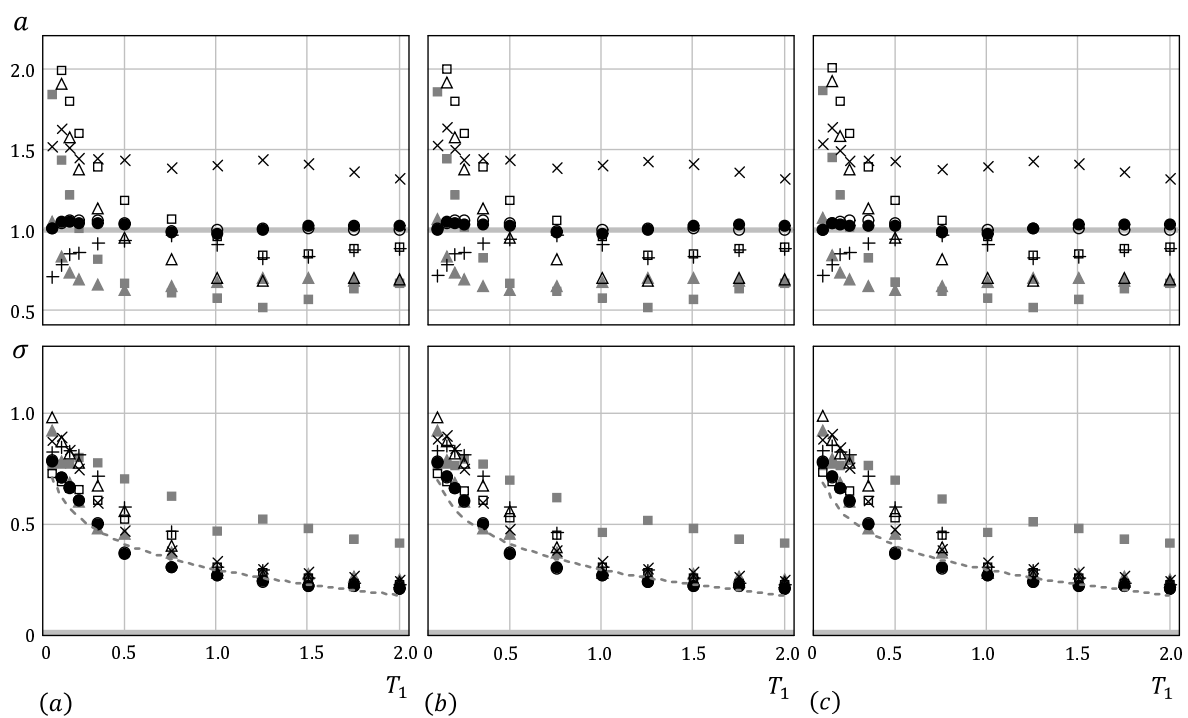


Fig. C.128 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.06$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

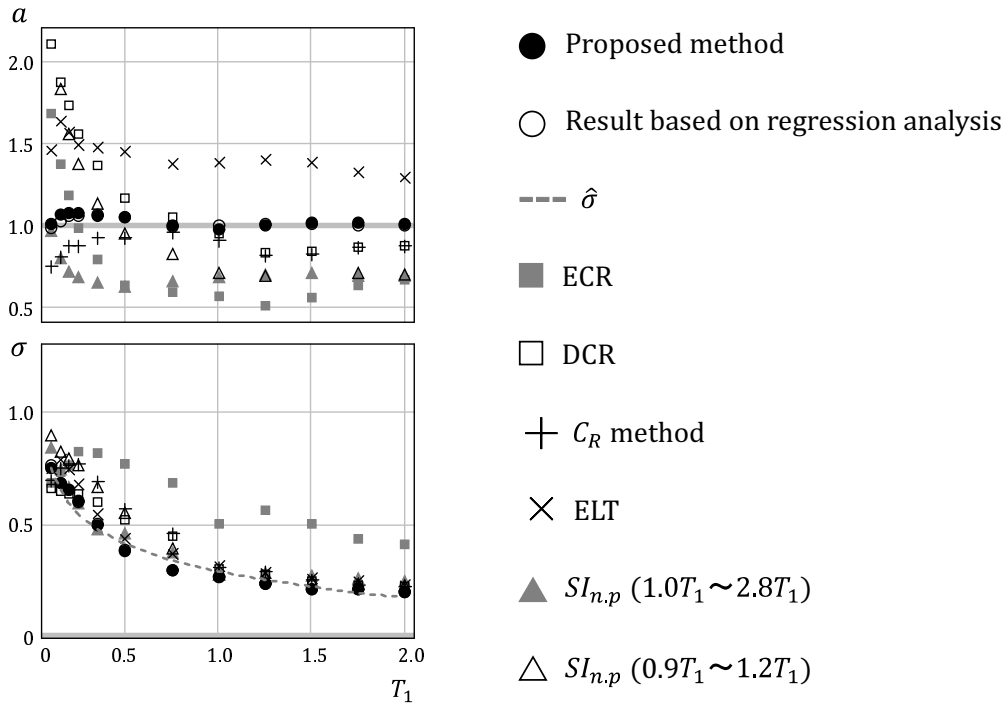


Fig. C.129 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, $\beta = 0.00$)

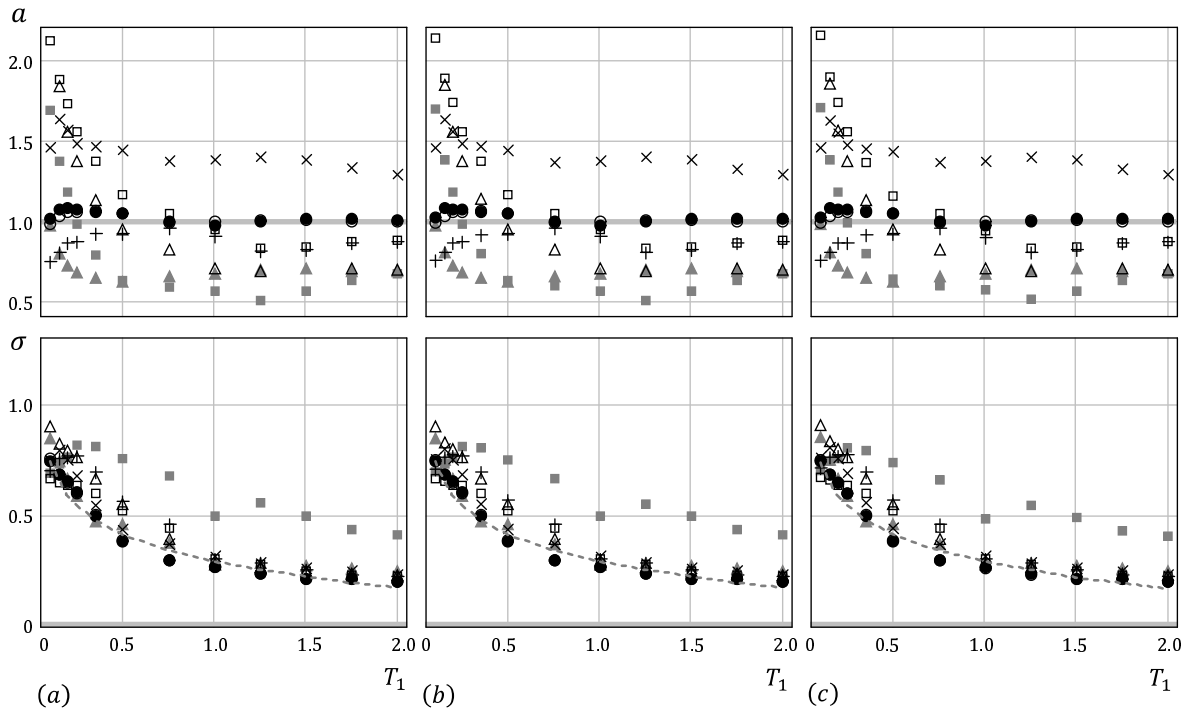


Fig. C.130 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

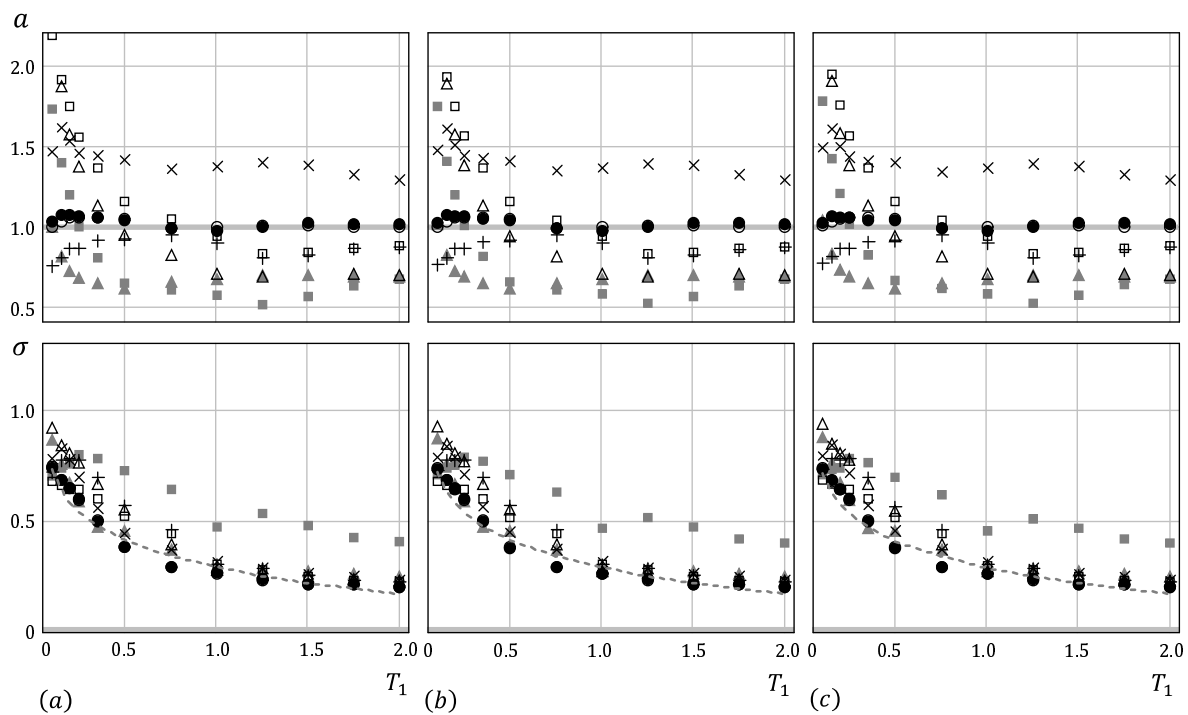


Fig. C.131 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

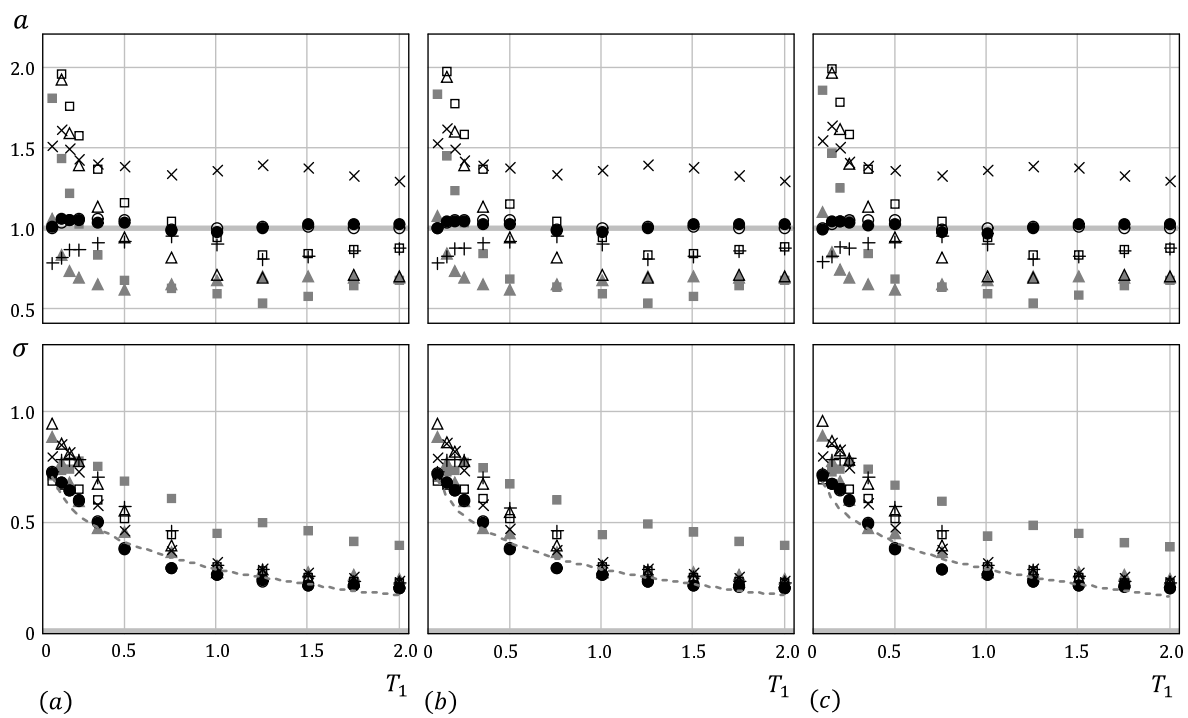


Fig. C.132 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

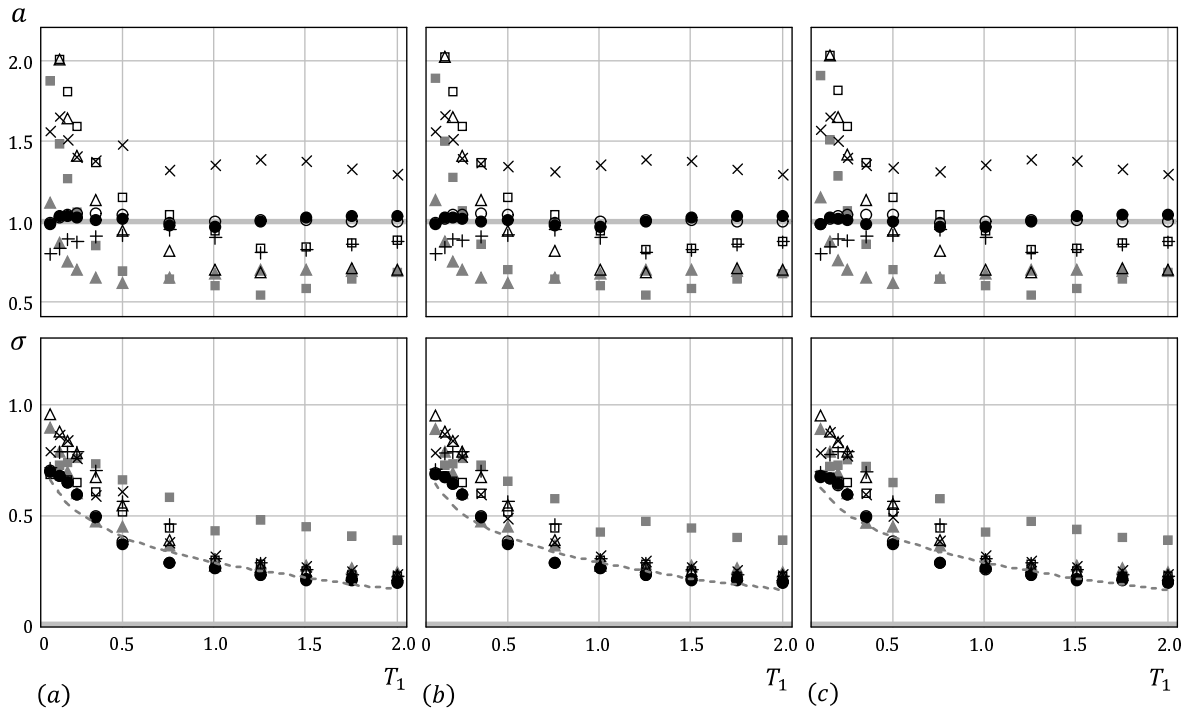


Fig. C.133 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.10$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

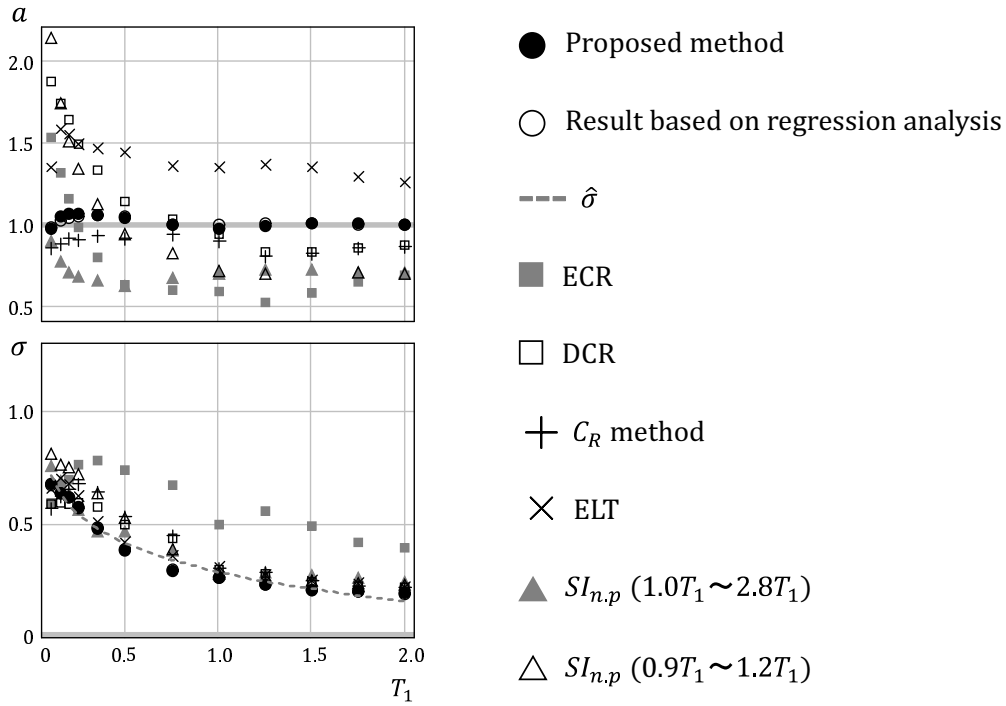


Fig. C.134 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, $\beta = 0.00$)

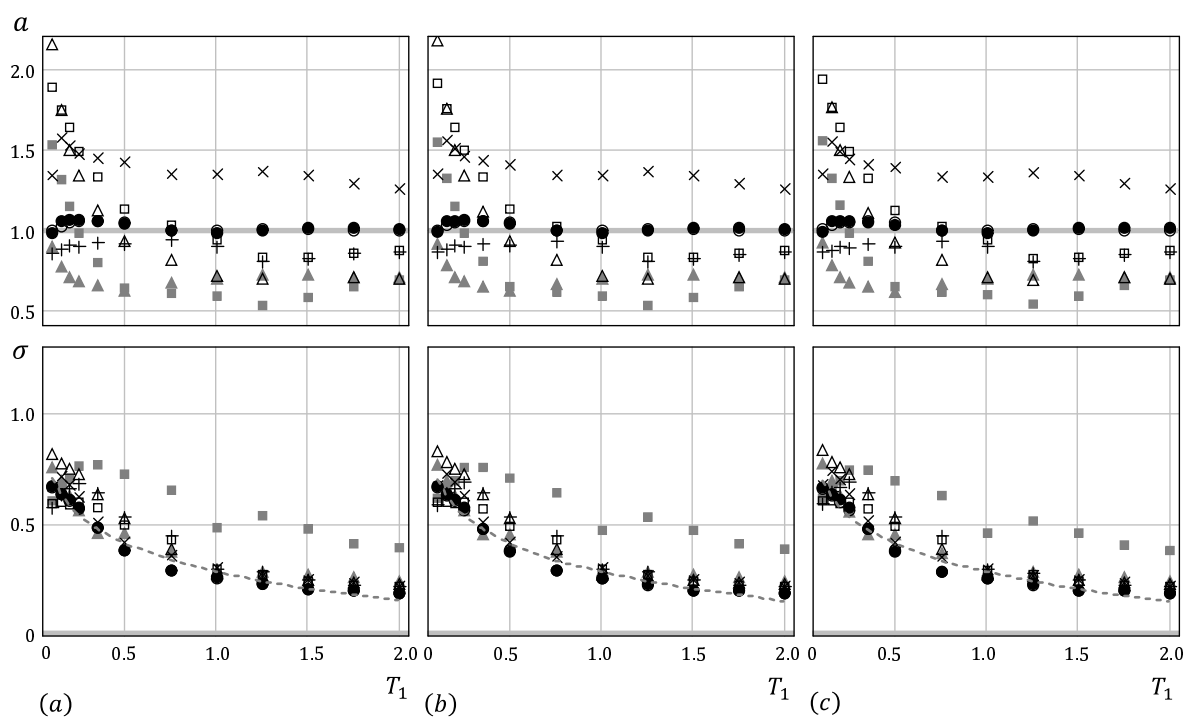


Fig. C.135 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

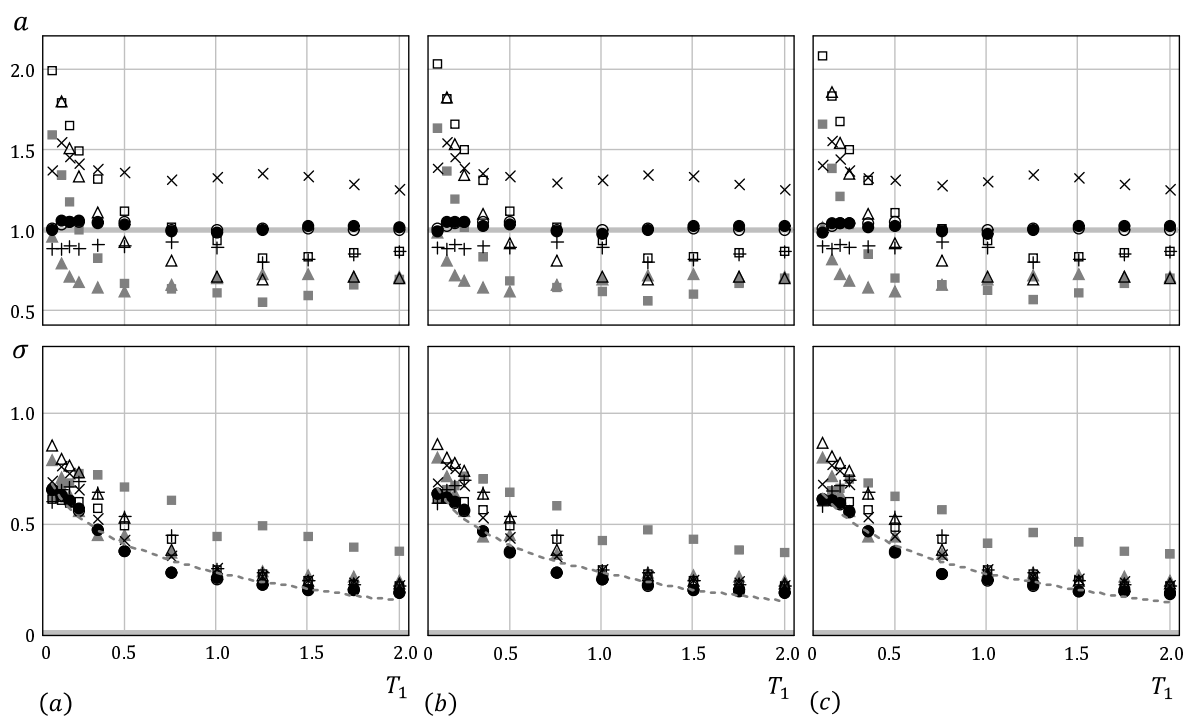


Fig. C.136 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

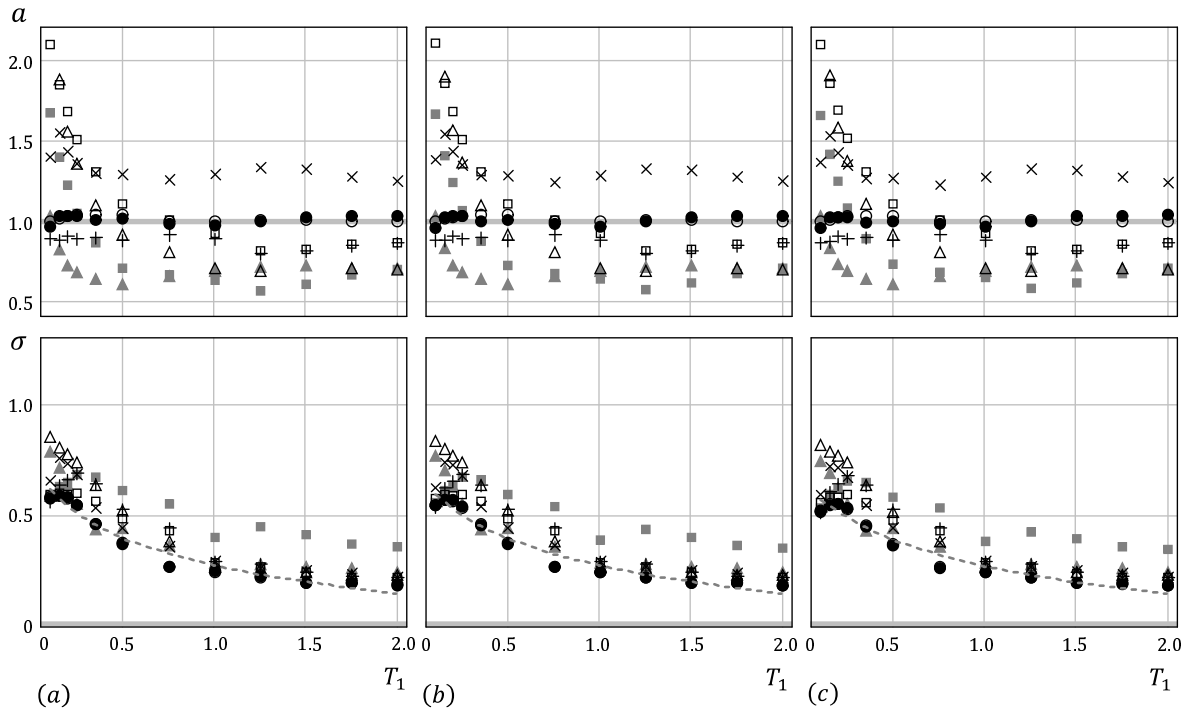


Fig. C.137 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

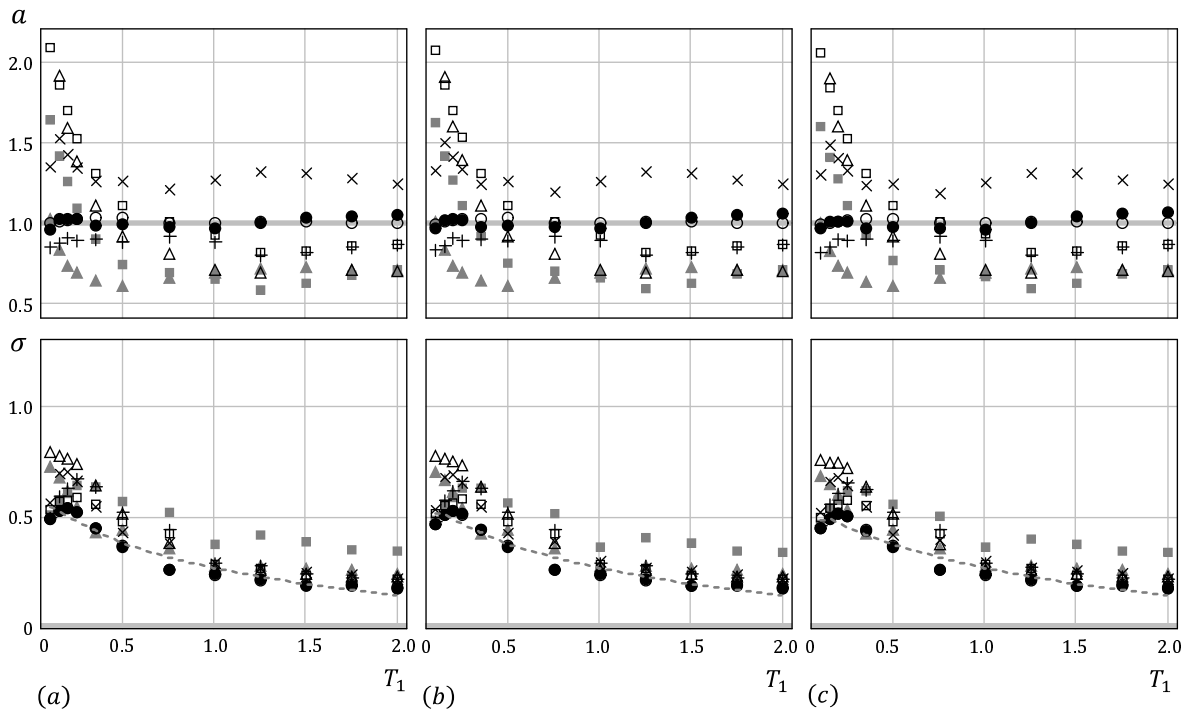


Fig. C.138 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.20$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

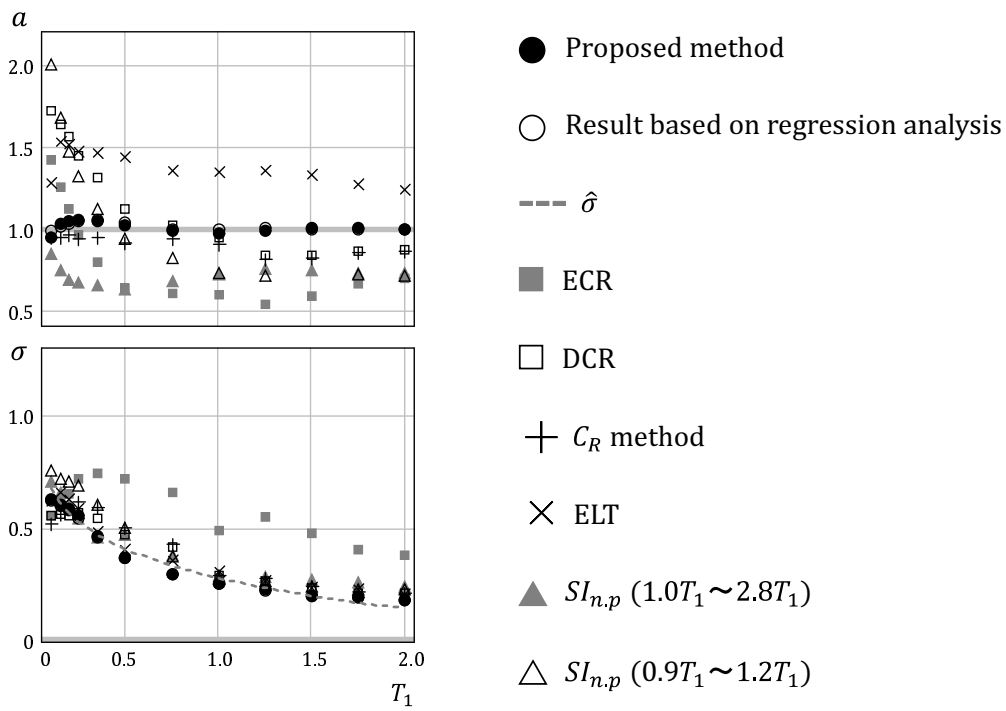


Fig. C.139 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, $\beta = 0.00$)

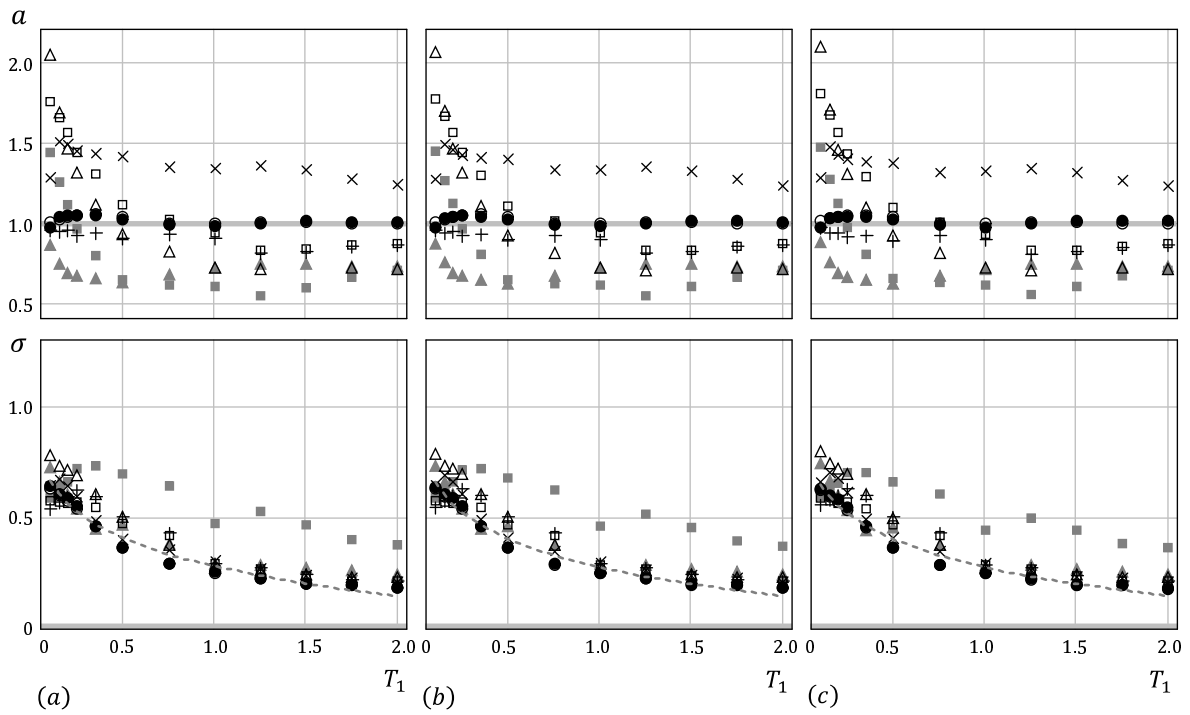


Fig. C.140 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

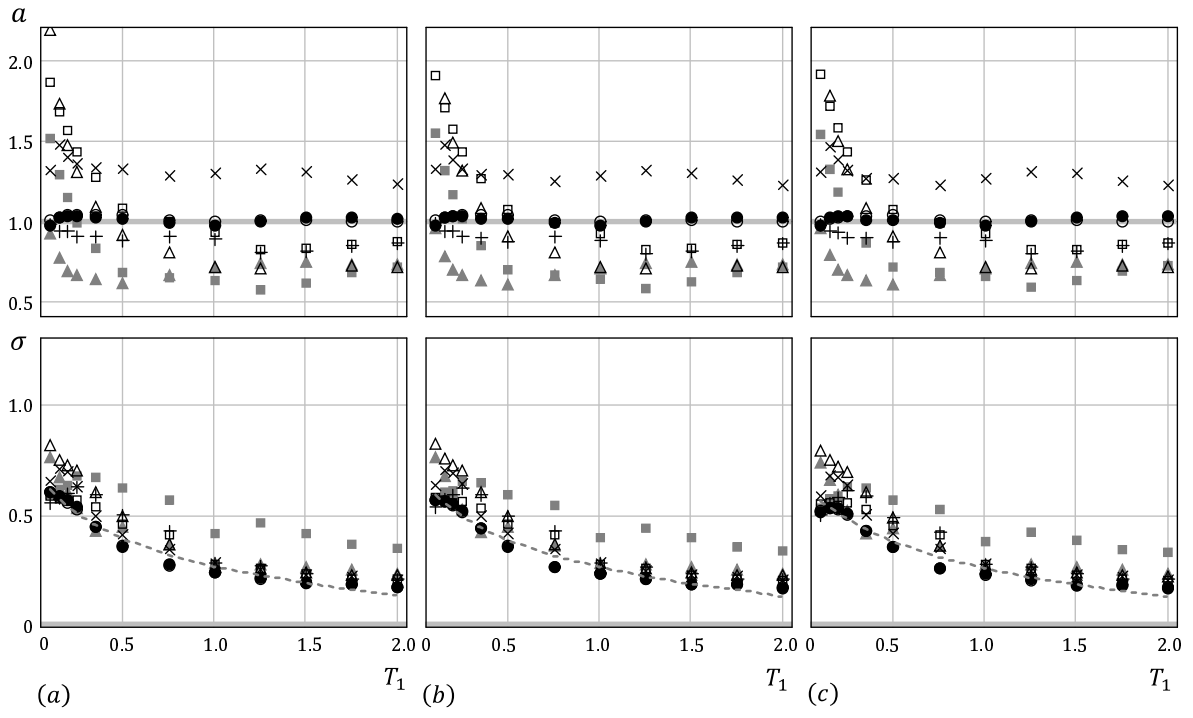


Fig. C.141 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

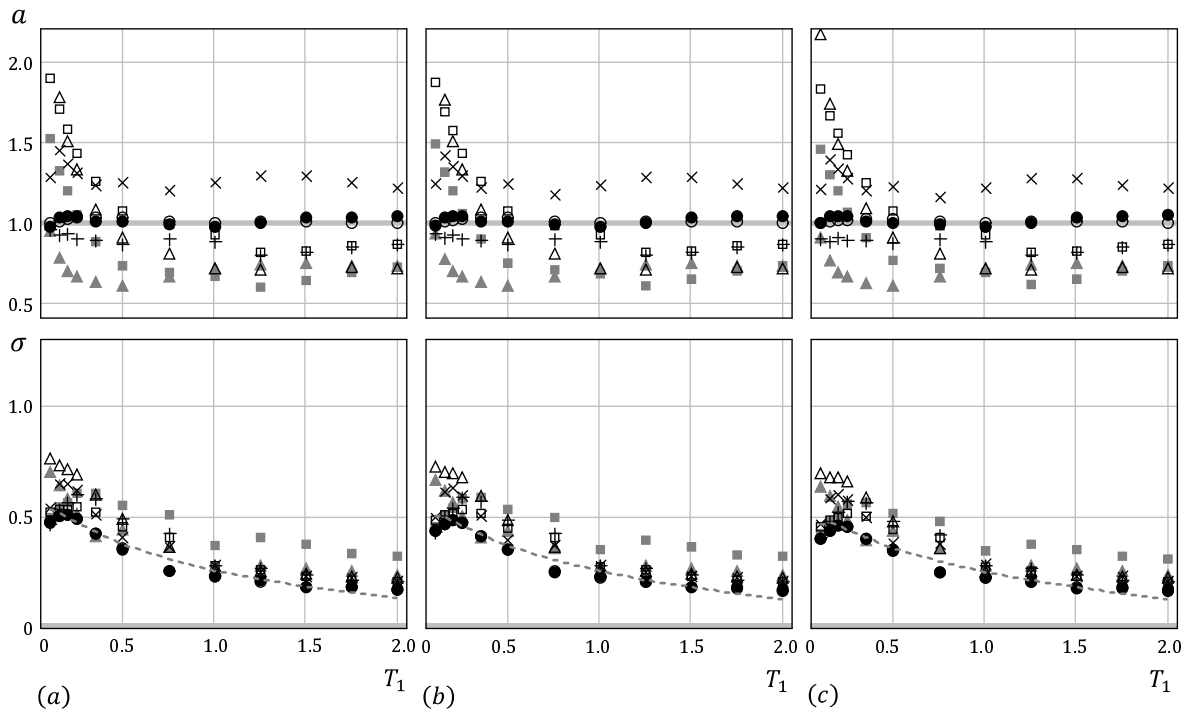


Fig. C.142 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

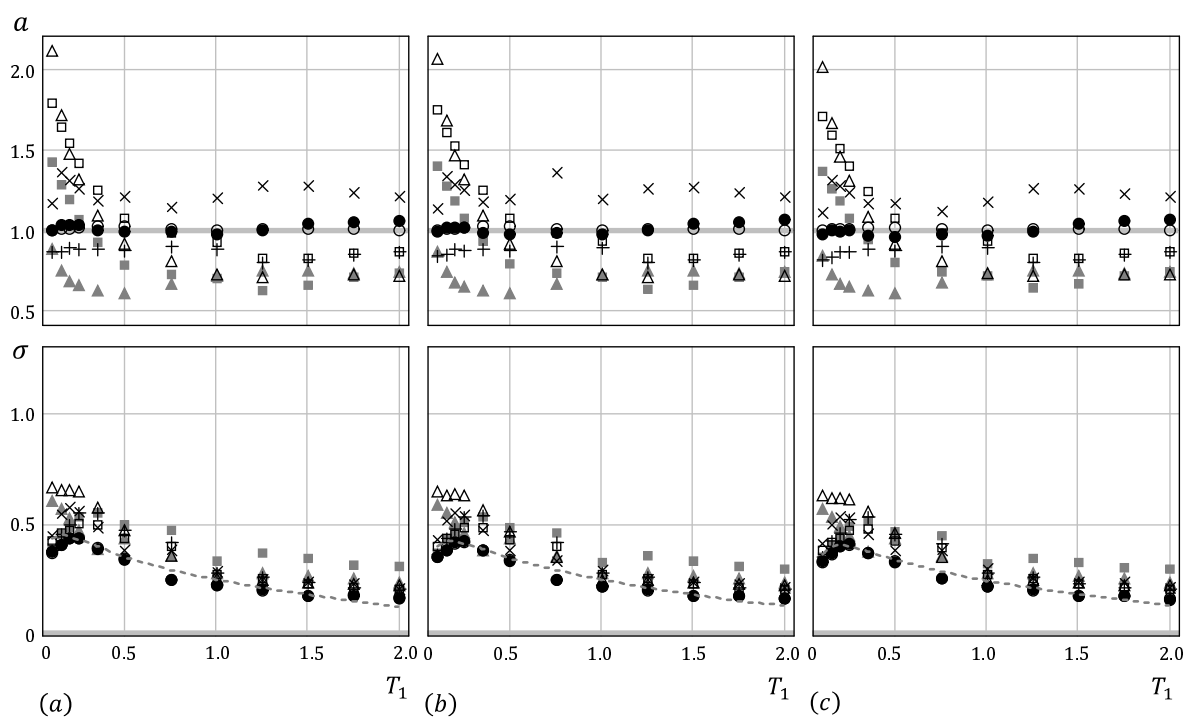


Fig. C.143 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.30$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

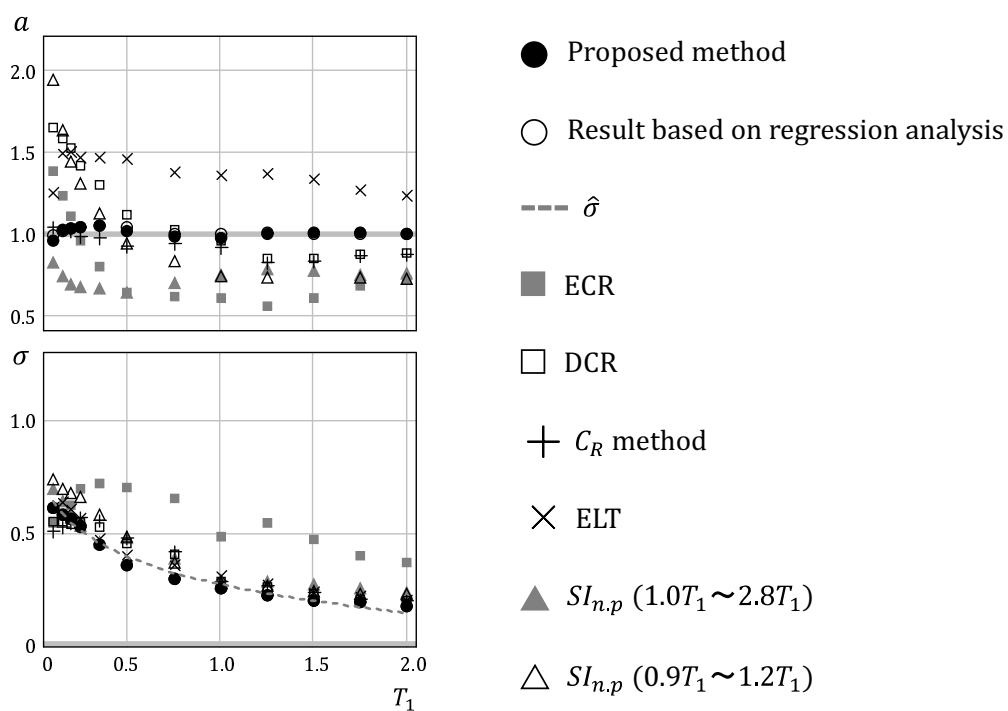


Fig. C.144 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, $\beta = 0.00$)

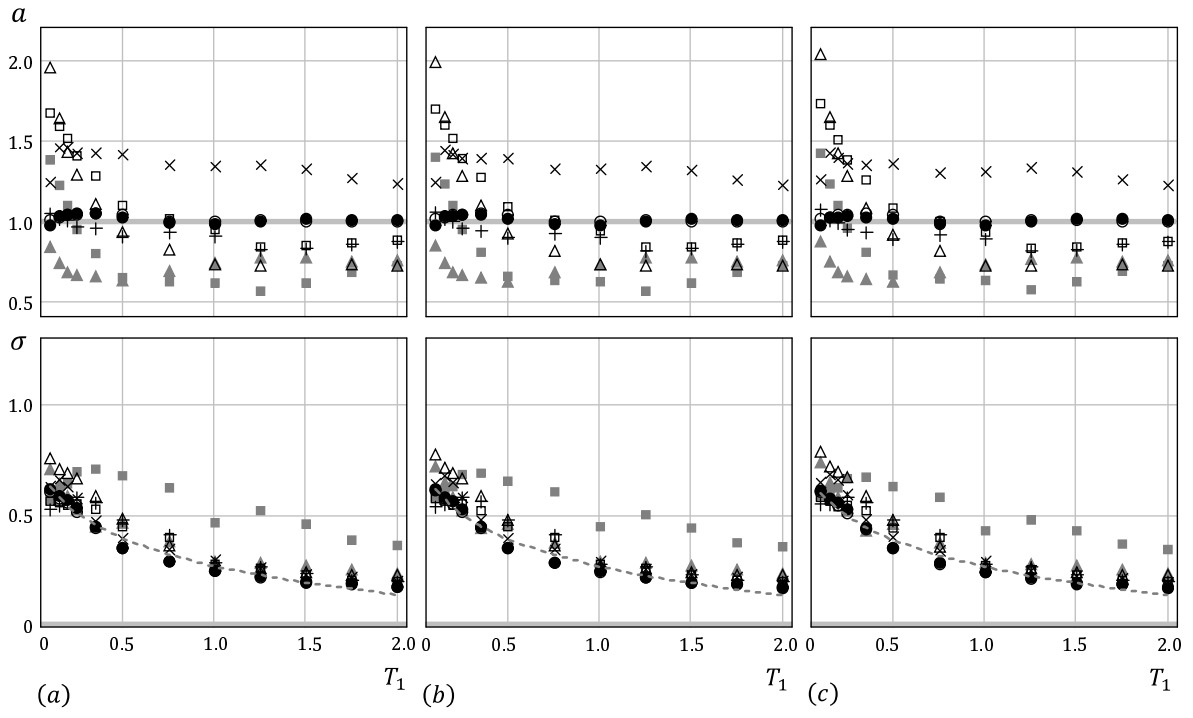


Fig. C.145 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

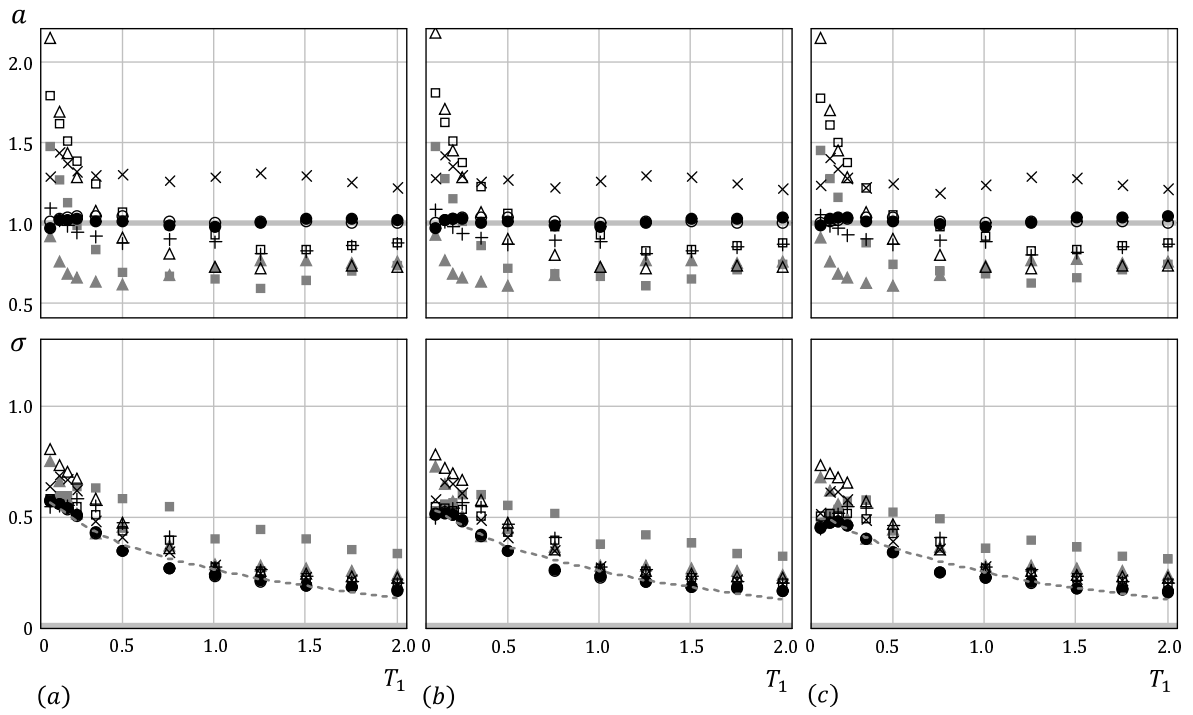


Fig. C.146 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

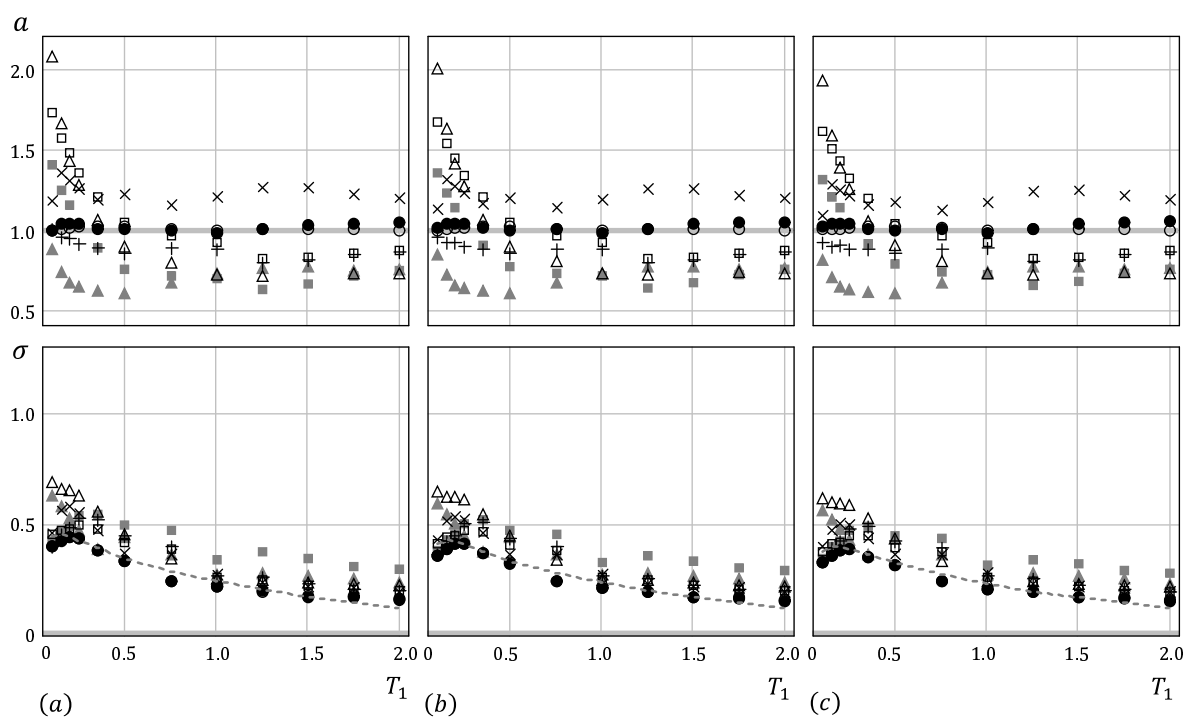


Fig. C.147 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

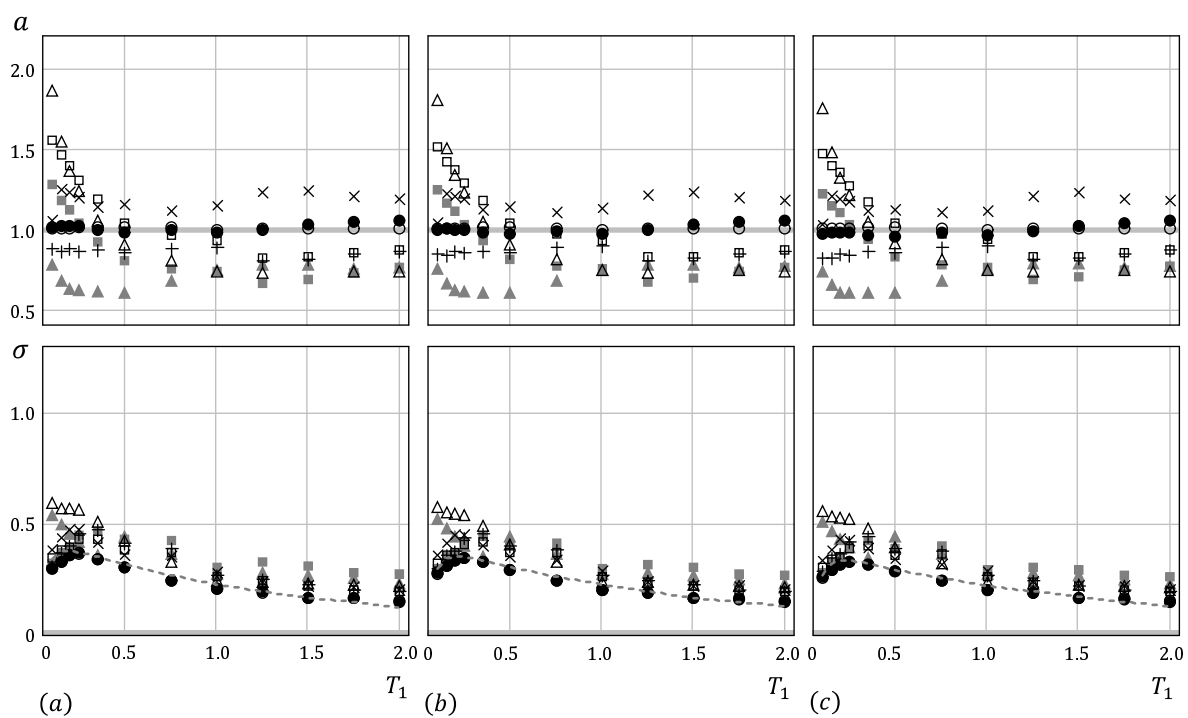


Fig. C.148 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.40$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

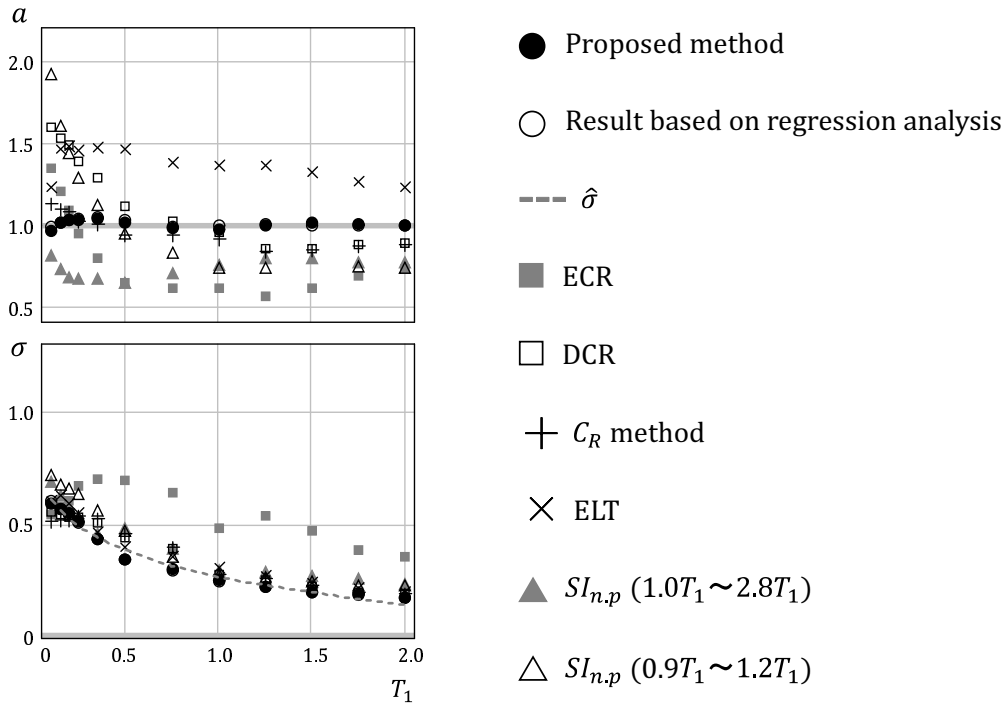


Fig. C.149 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, $\beta = 0.00$)

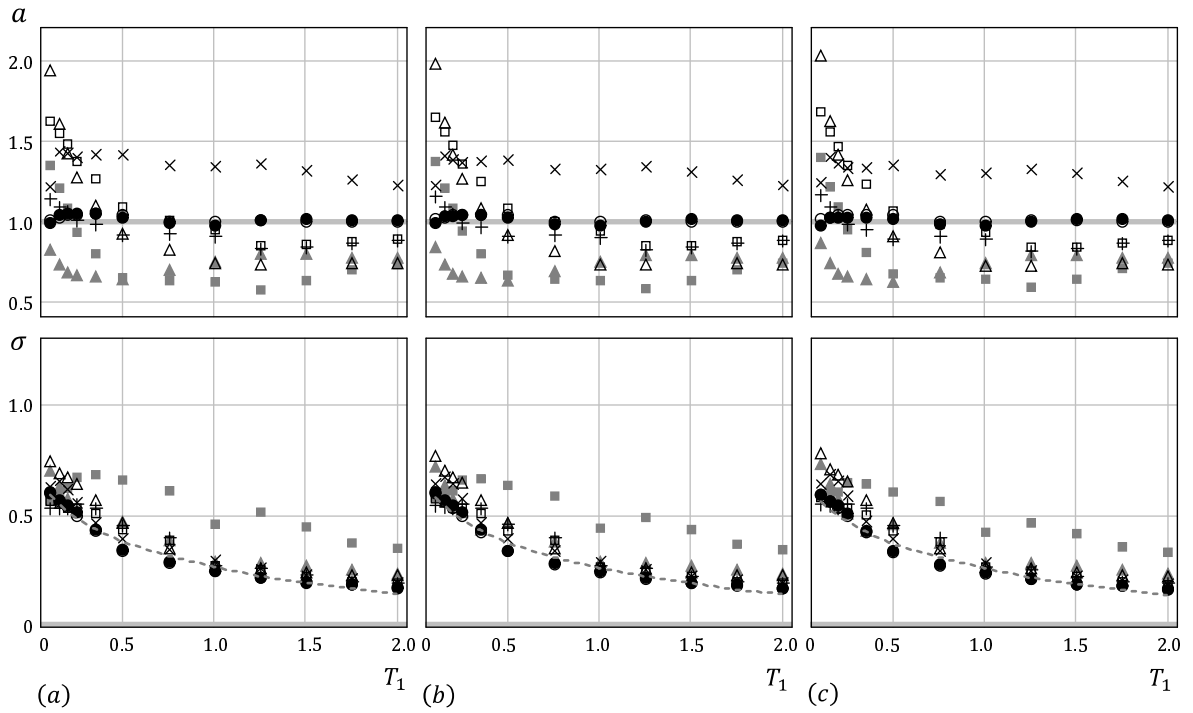


Fig. C.150 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

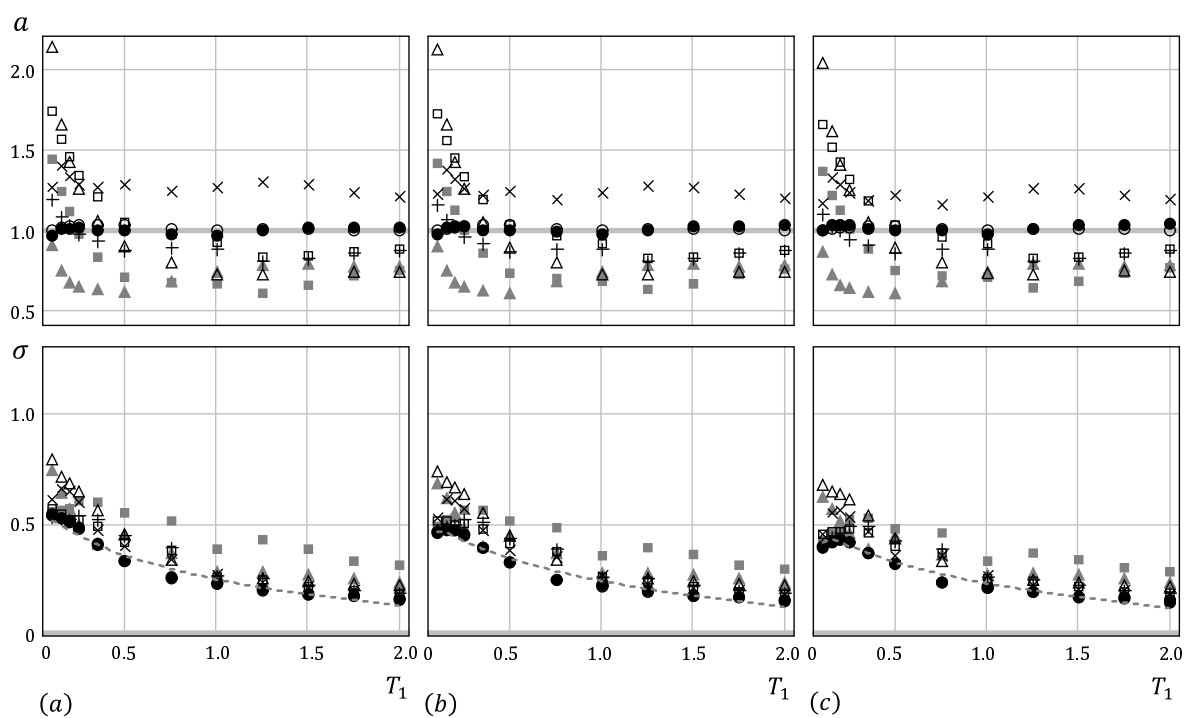


Fig. C.151 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

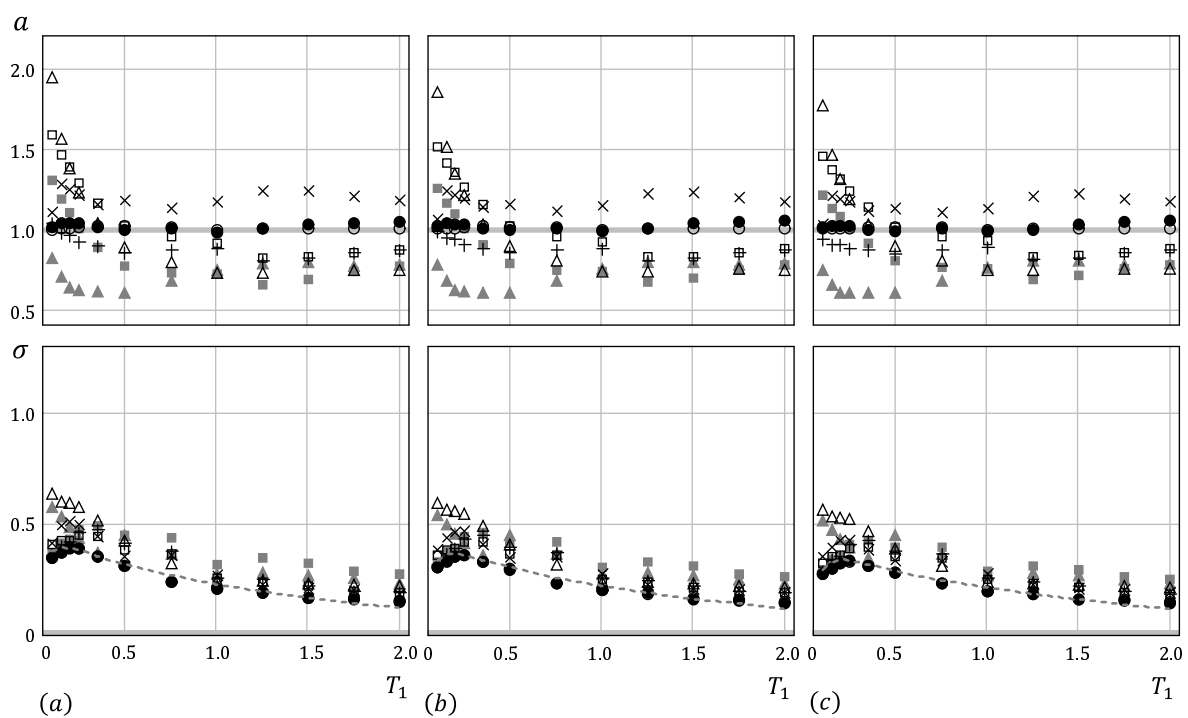


Fig. C.152 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

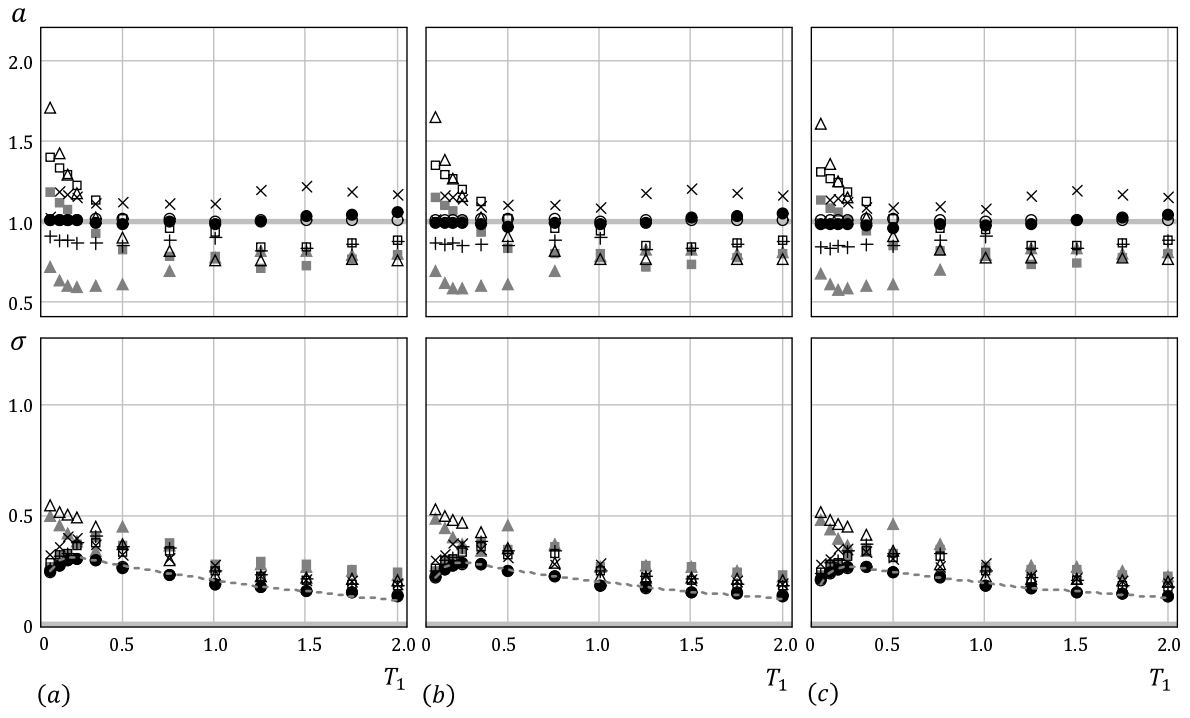


Fig. C.153 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.50$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

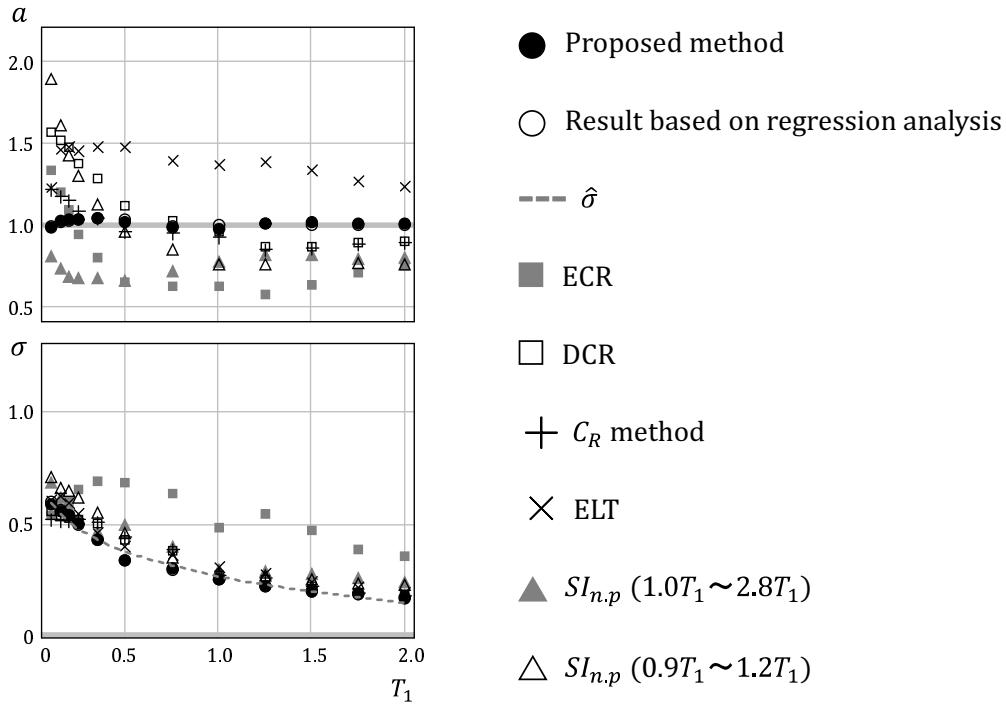


Fig. C.154 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, $\beta = 0.00$)

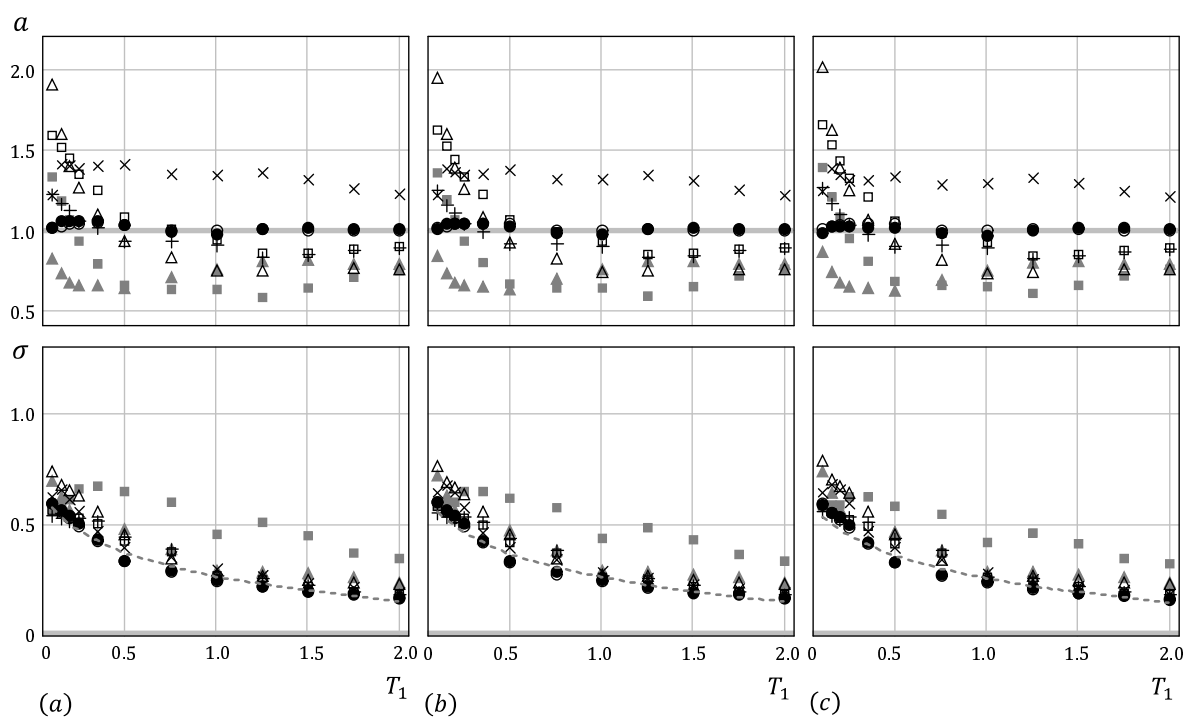


Fig. C.155 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

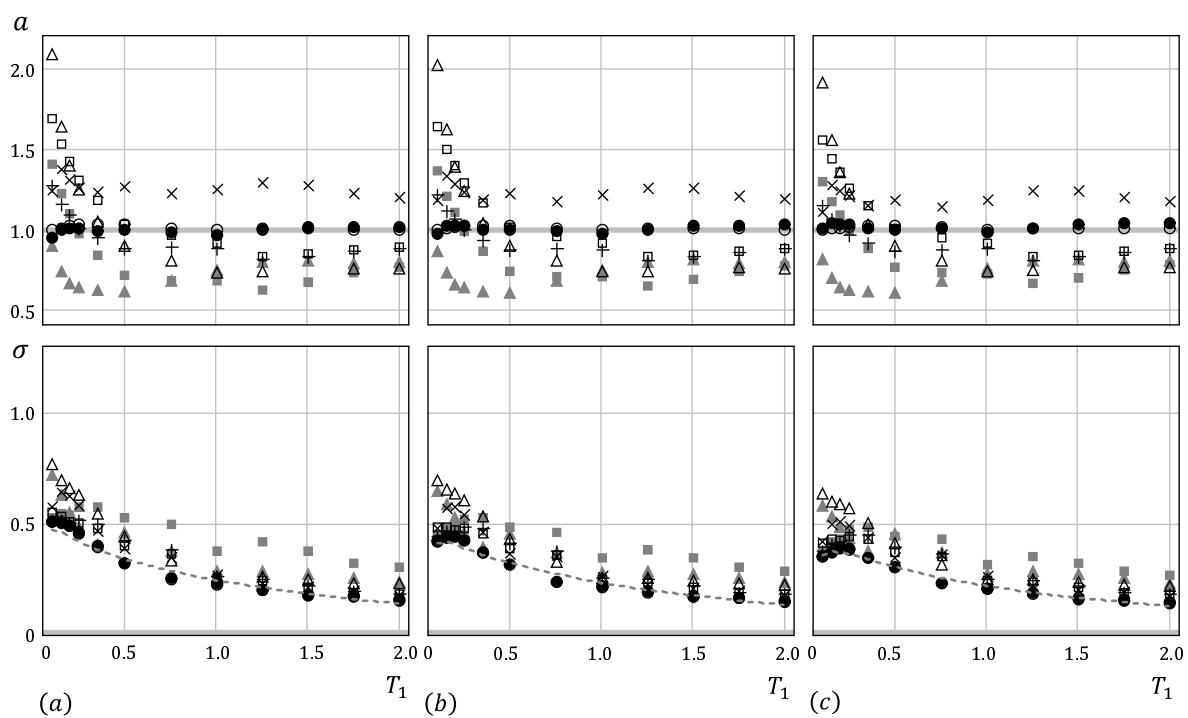


Fig. C.156 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

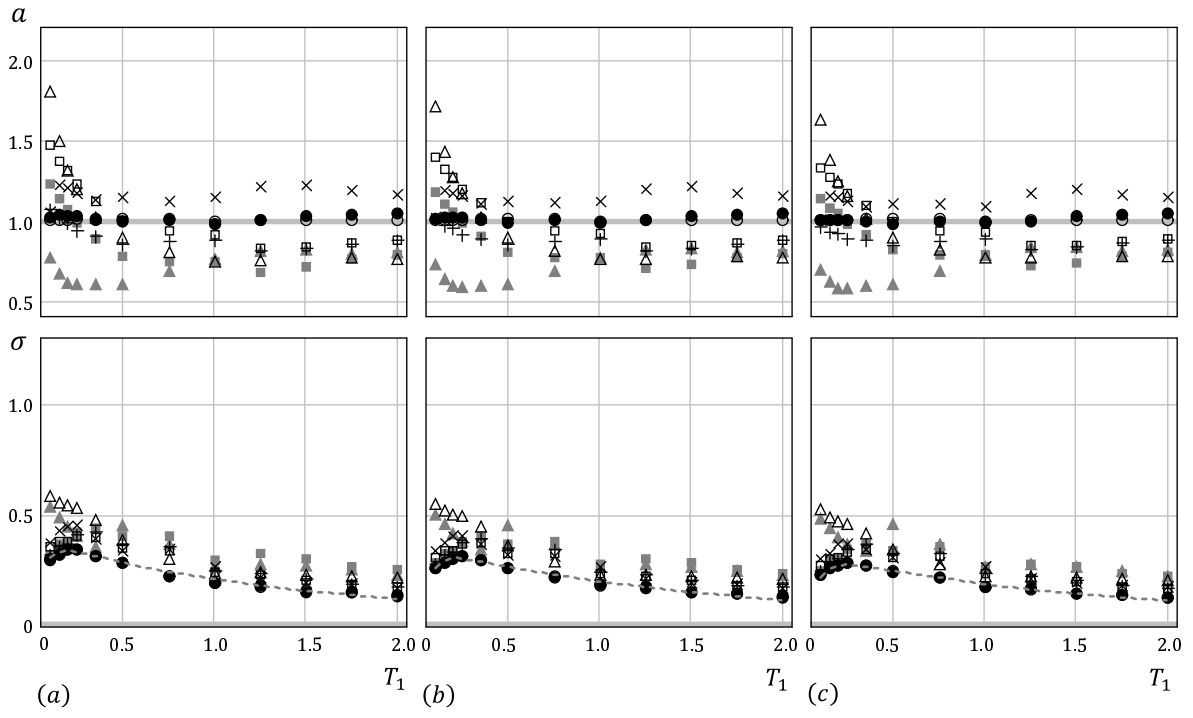


Fig. C.157 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

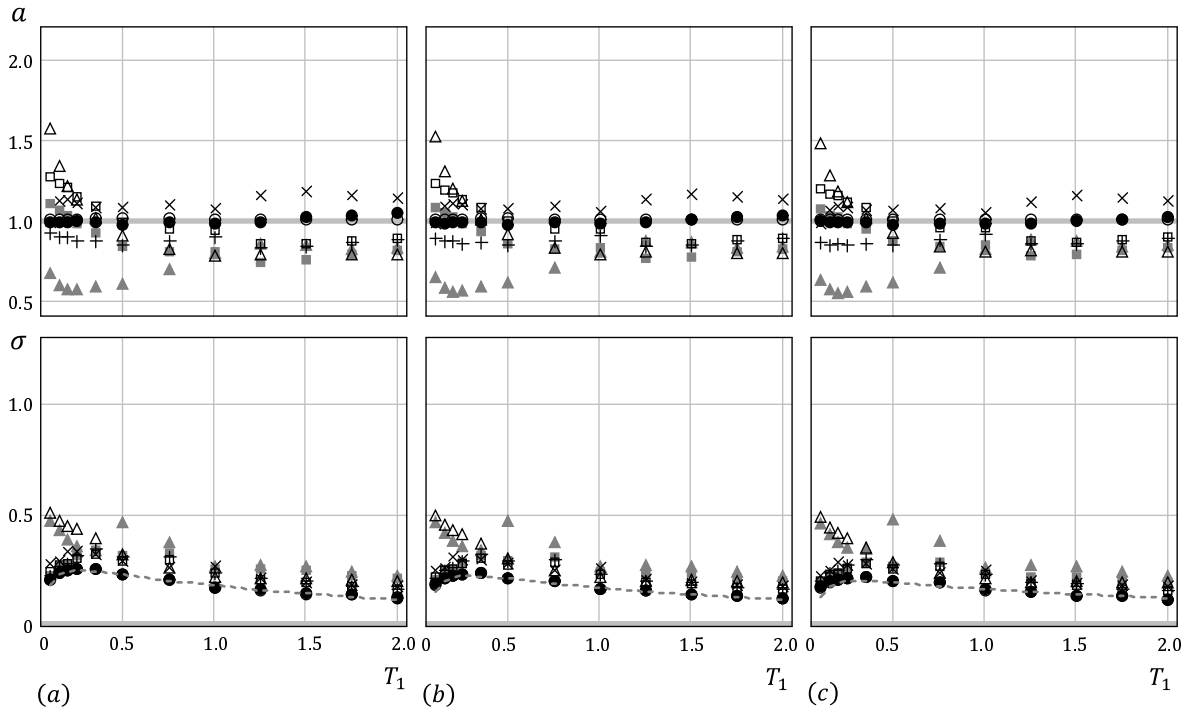


Fig. C.158 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.60$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

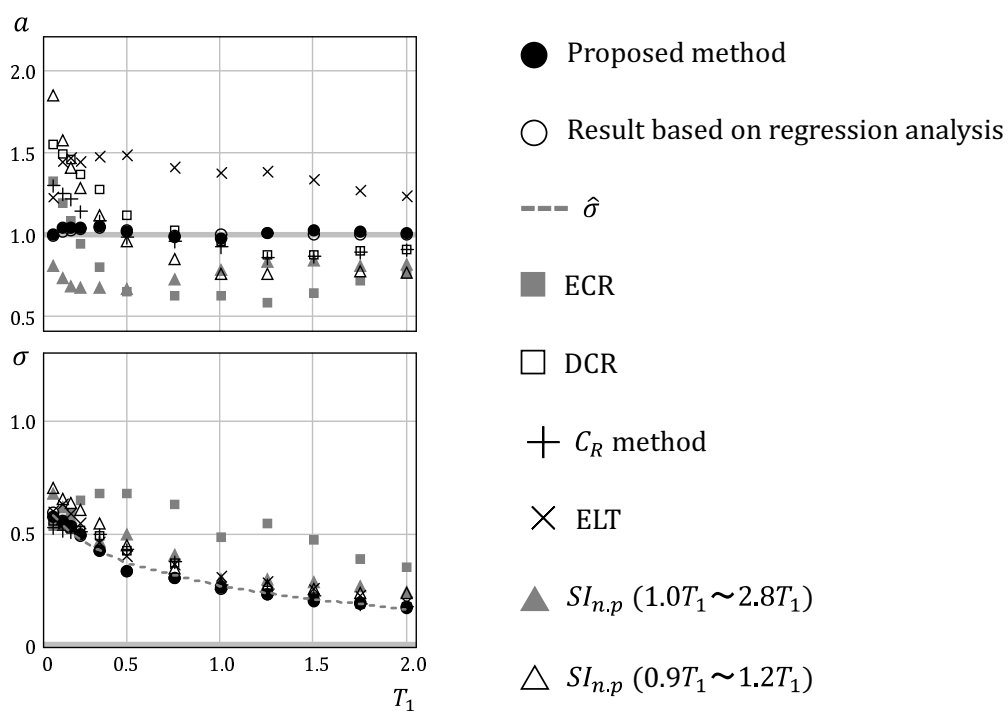


Fig. C.159 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, $\beta = 0.00$)

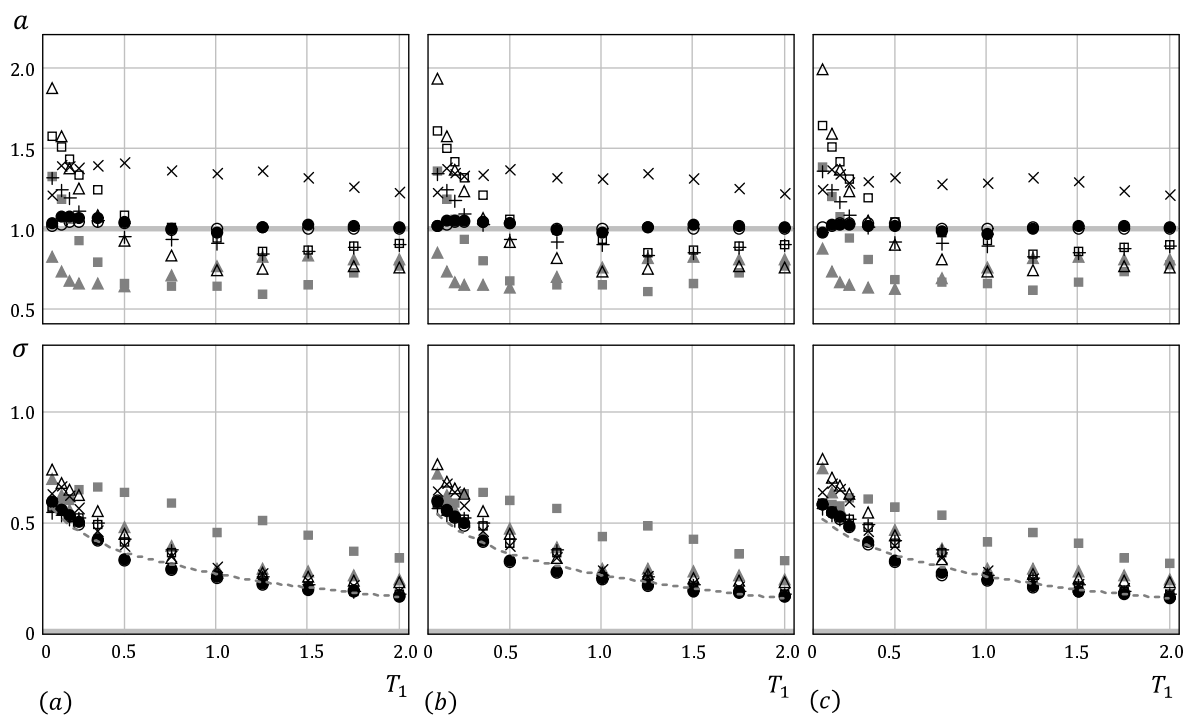


Fig. C.160 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

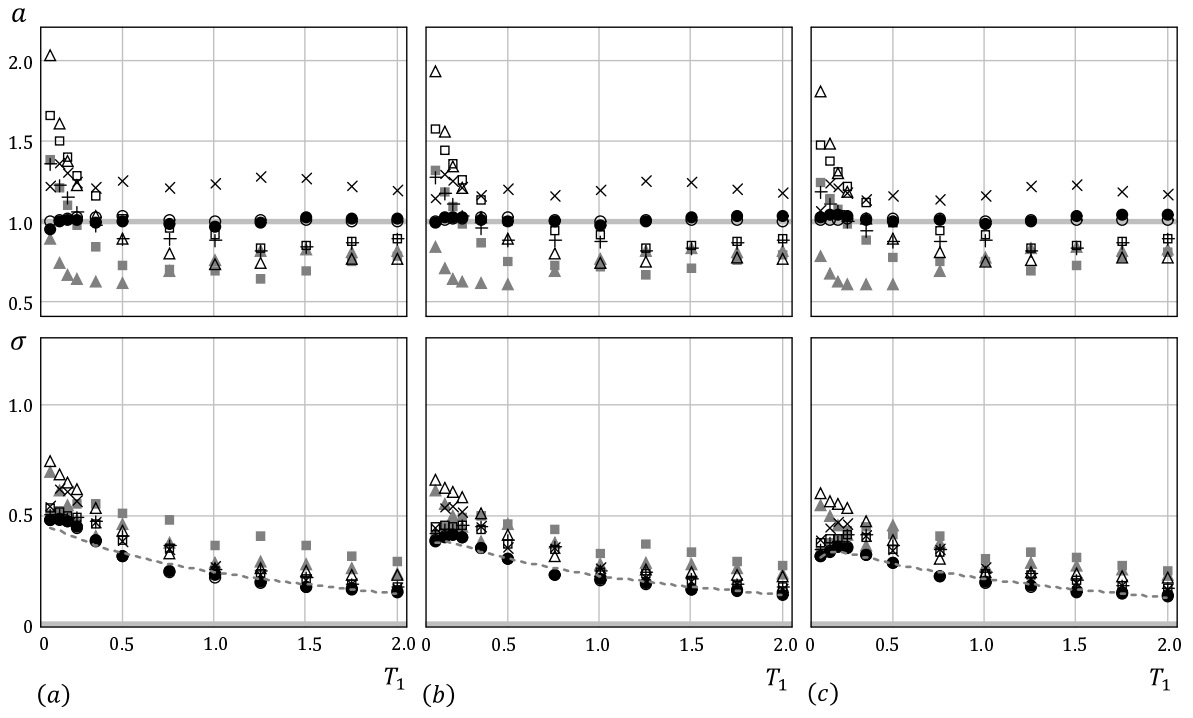


Fig. C.161 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

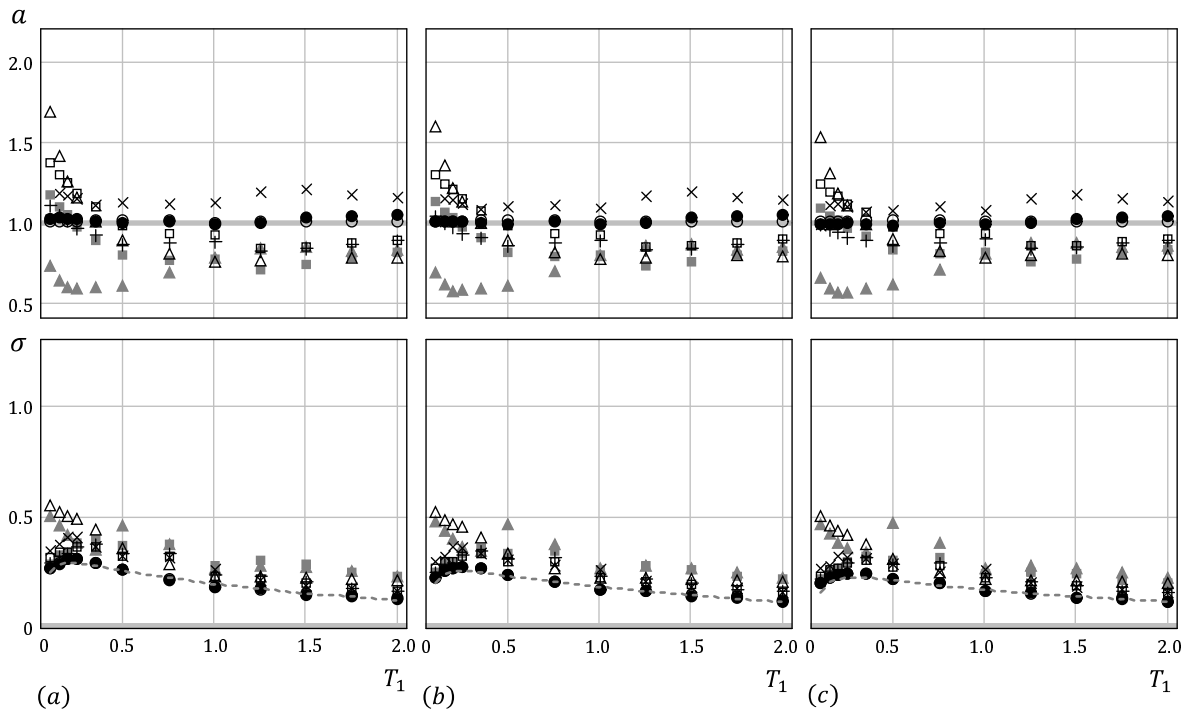


Fig. C.162 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

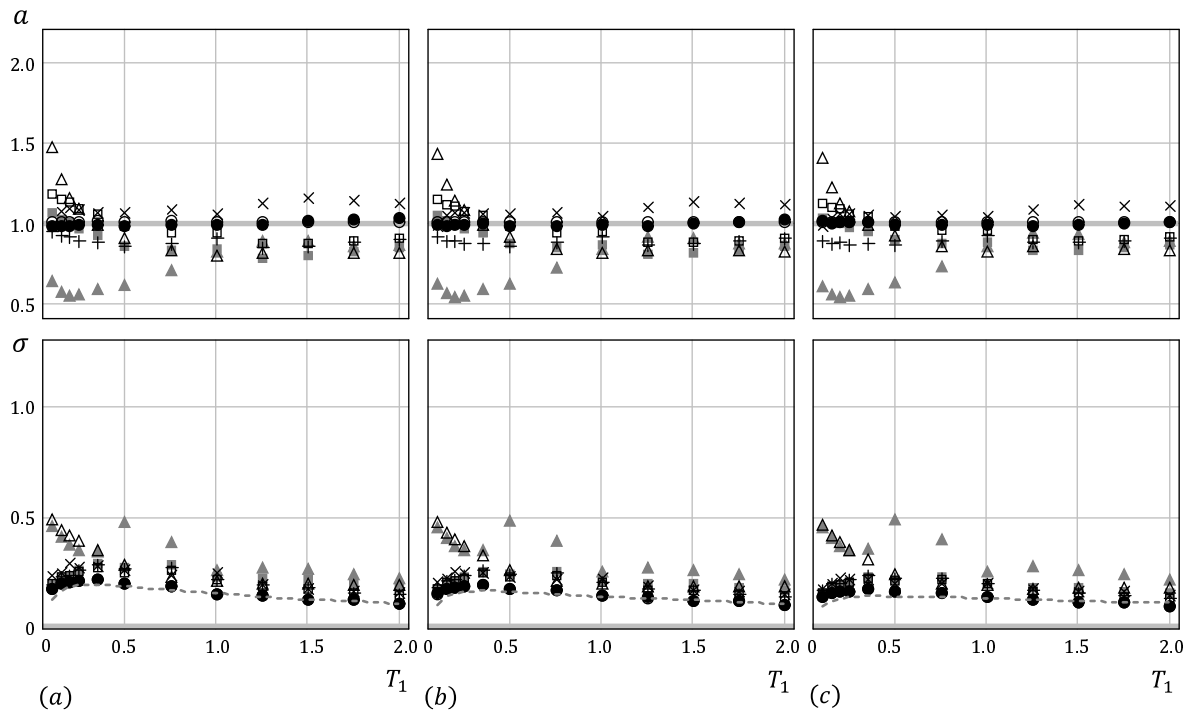


Fig. C.163 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.70$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

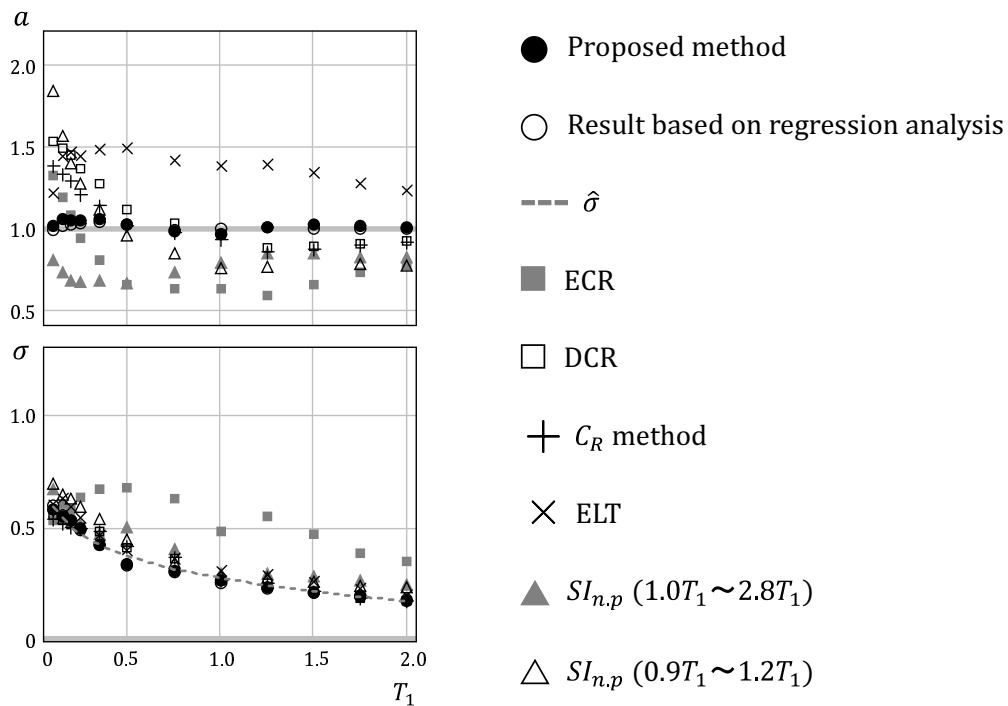


Fig. C.164 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, $\beta = 0.00$)

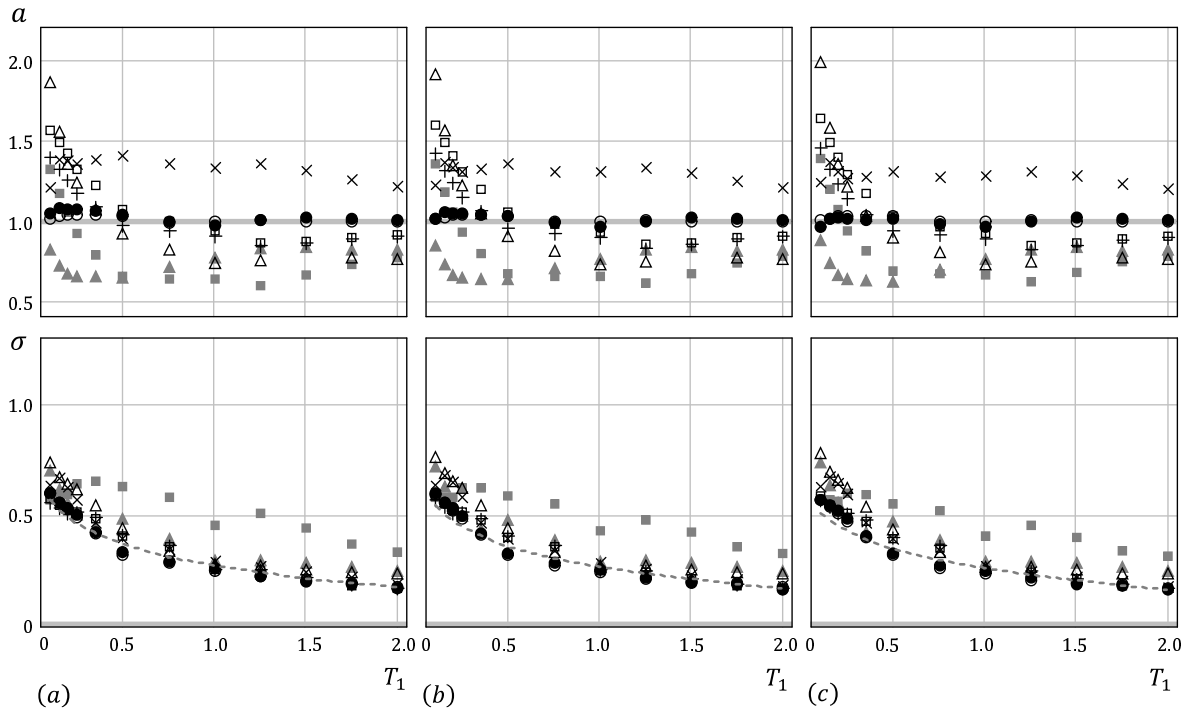


Fig. C.165 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

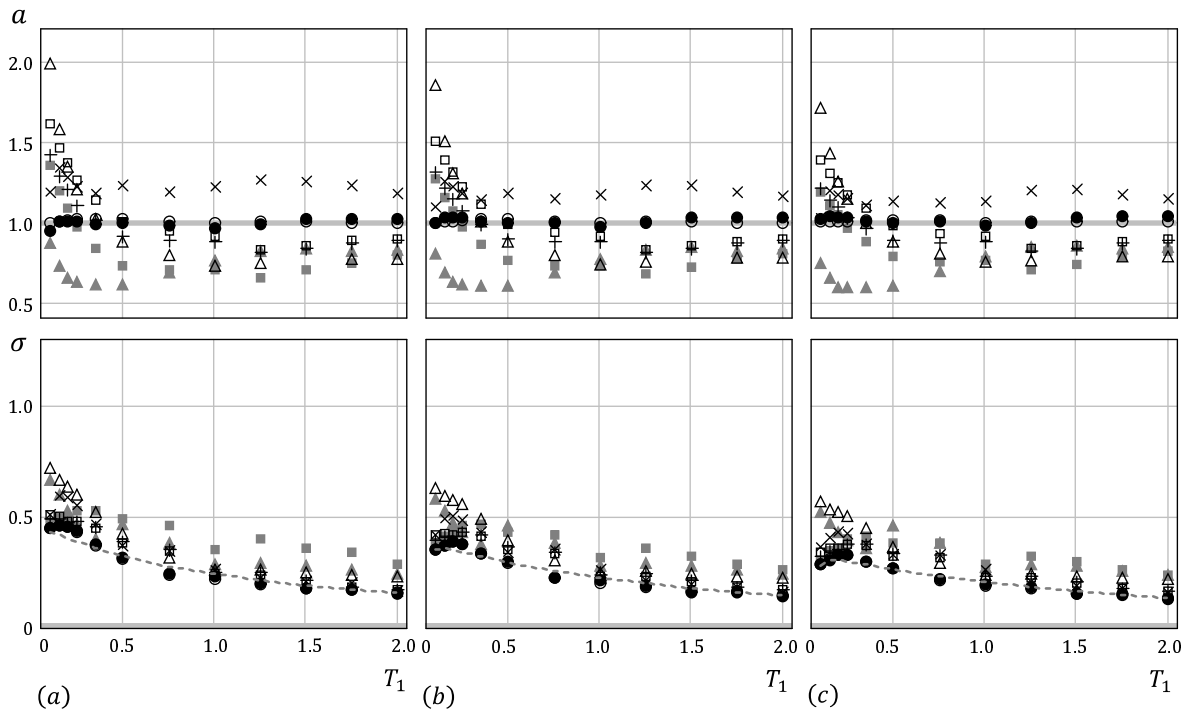


Fig. C.166 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

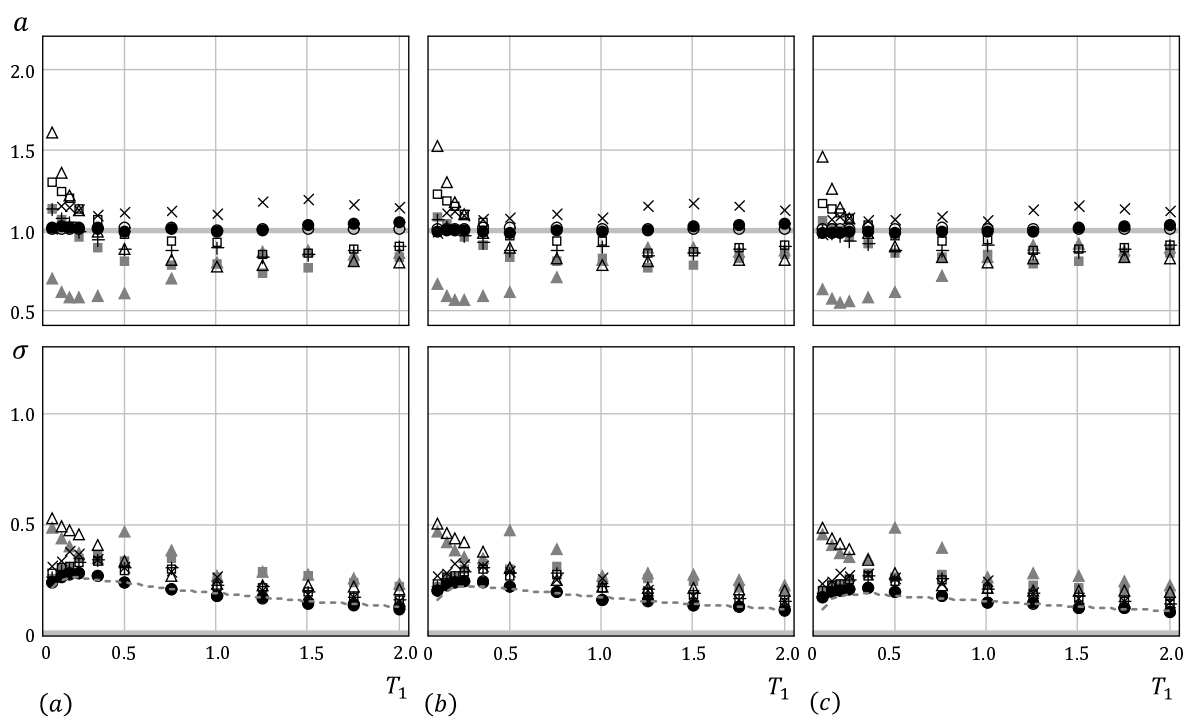


Fig. C.167 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

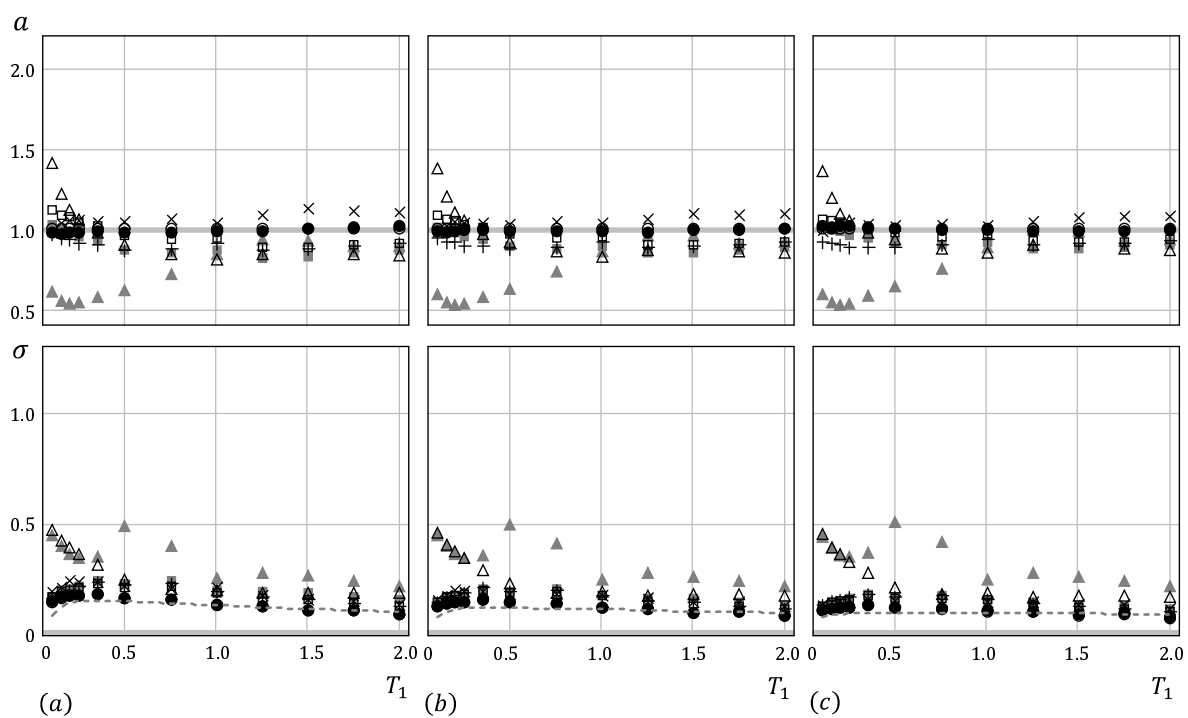


Fig. C.168 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.80$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

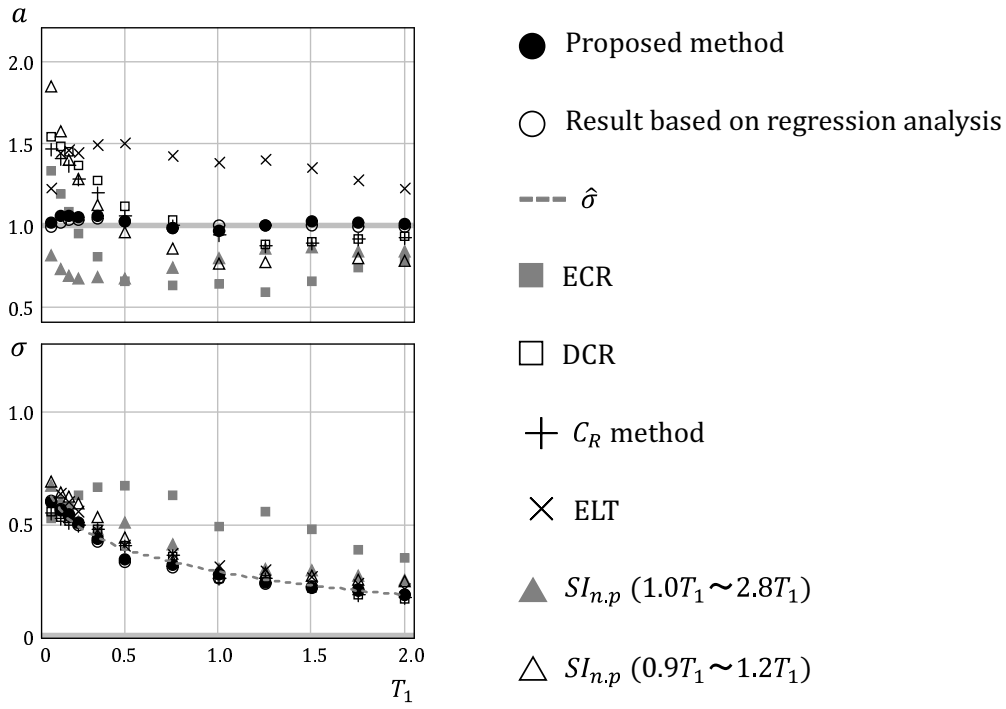


Fig. C.169 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, $\beta = 0.00$)

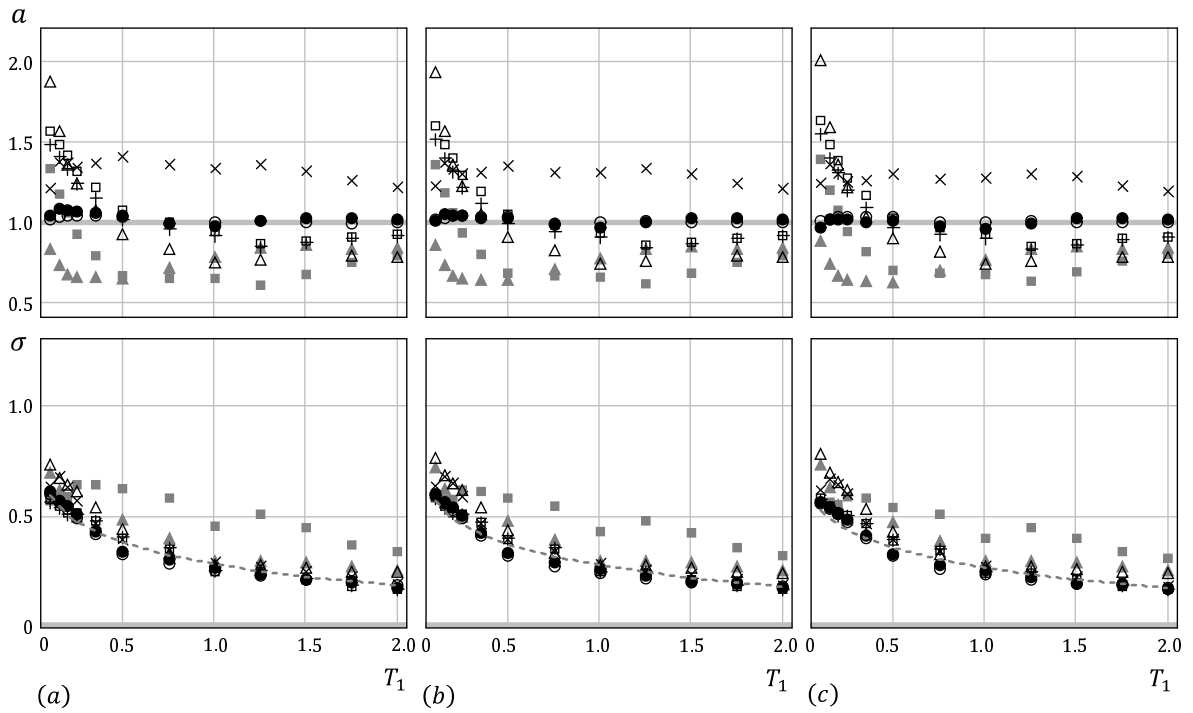


Fig. C.170 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

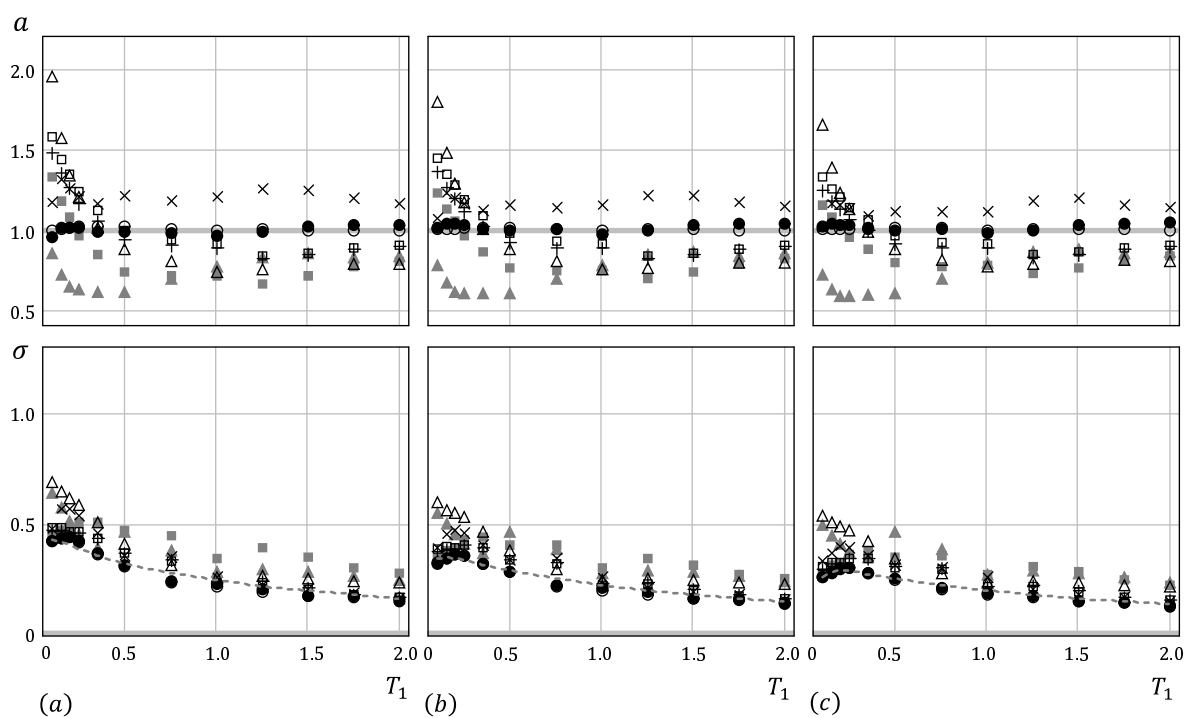


Fig. C.171 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

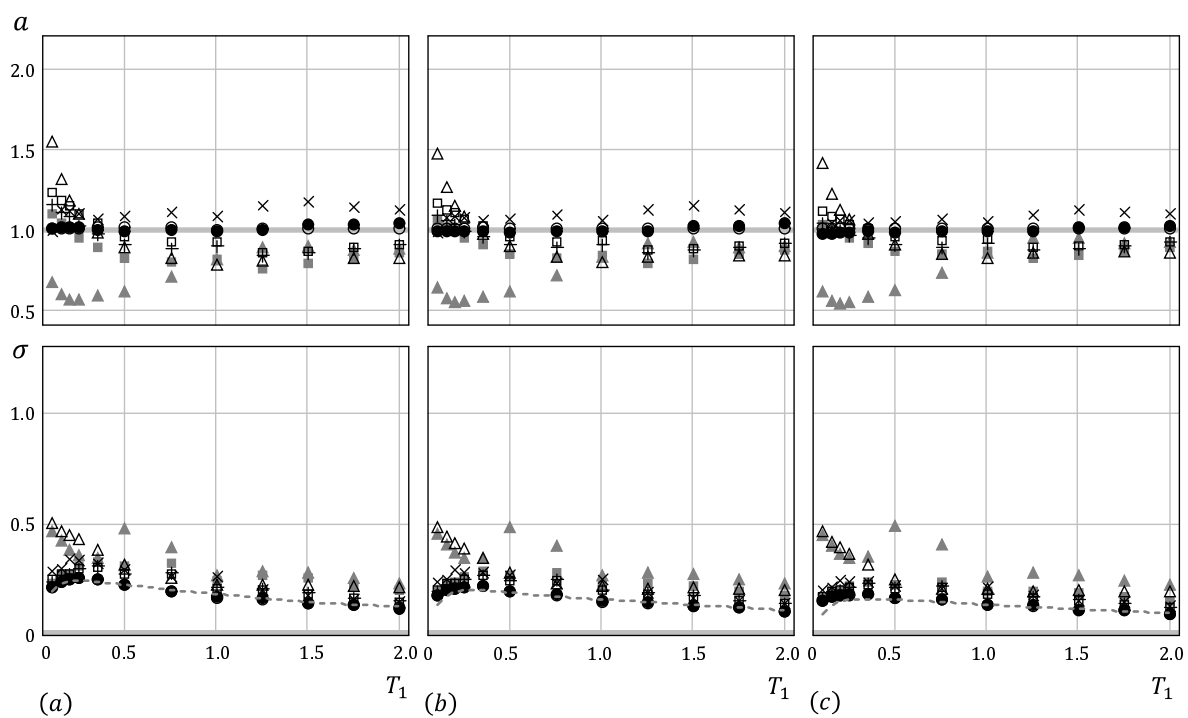


Fig. C.172 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

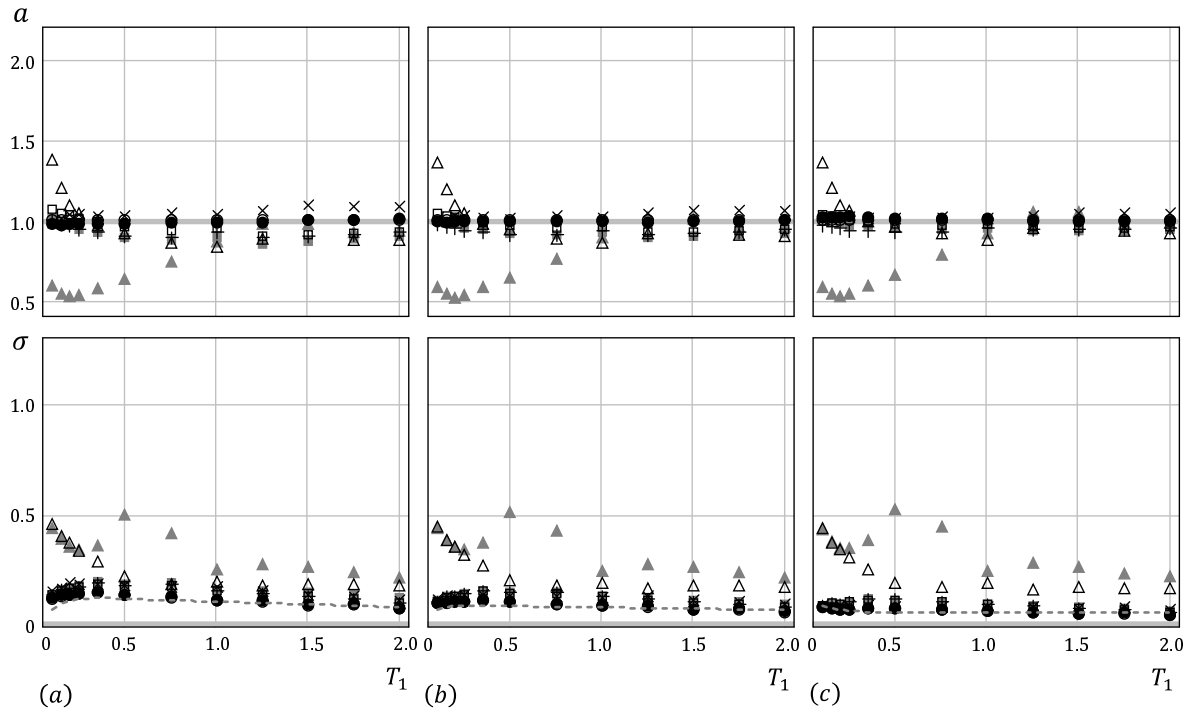


Fig. C.173 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.90$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

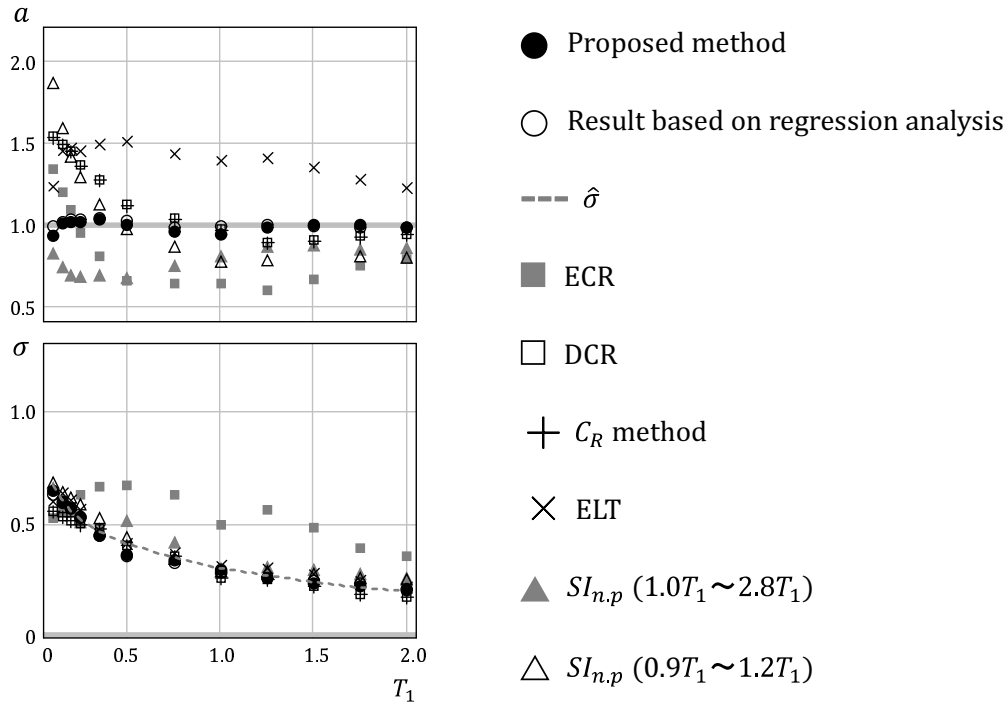


Fig. C.174 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, $\beta = 0.00$)

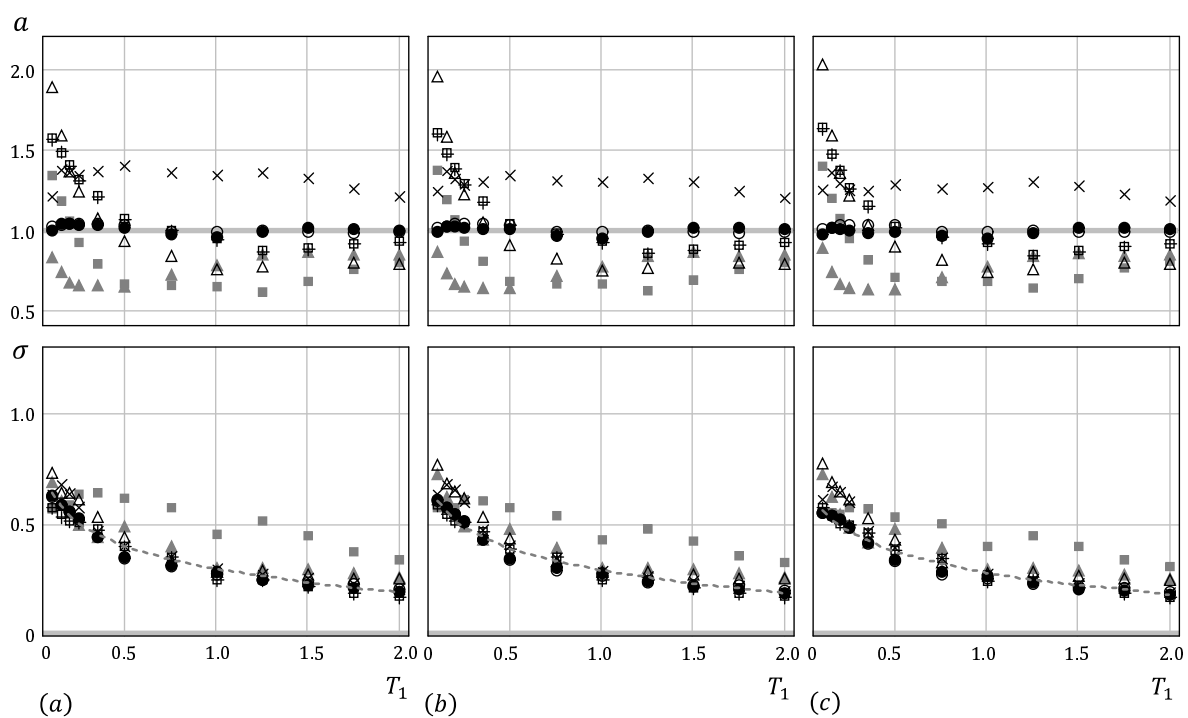


Fig. C.175 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, (a) $\beta = 0.03$, (b) $\beta = 0.06$, (c) $\beta = 0.10$)

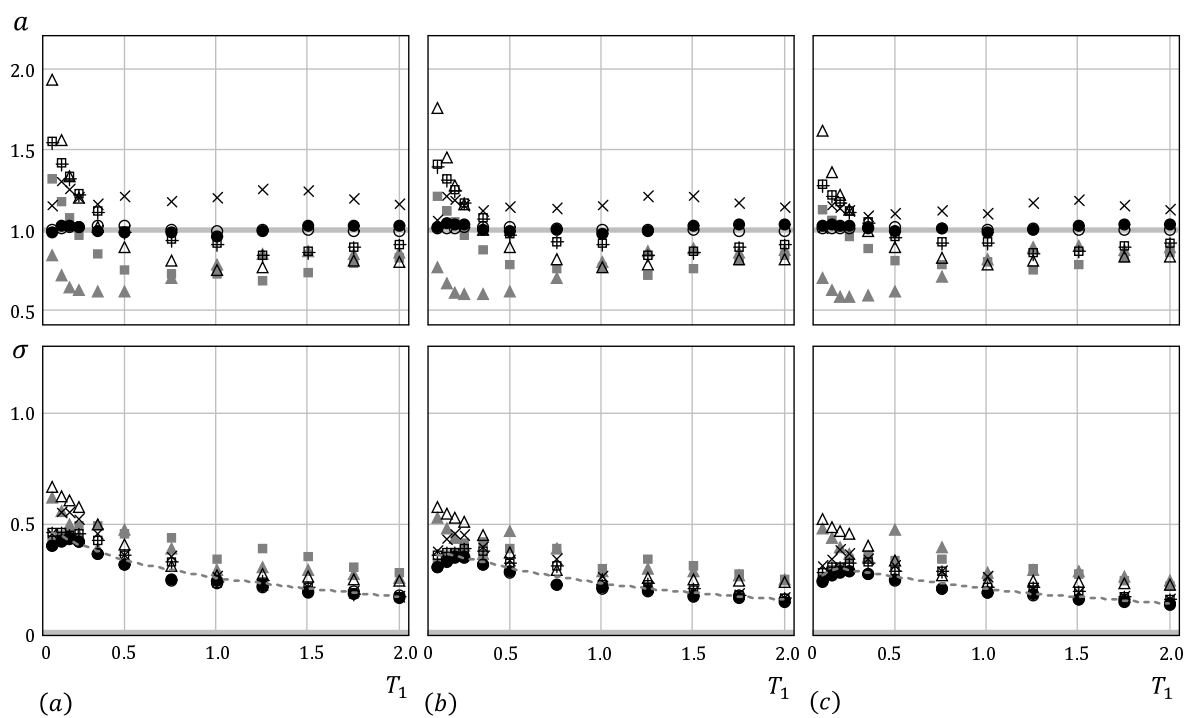


Fig. C.176 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, (a) $\beta = 0.20$, (b) $\beta = 0.30$, (c) $\beta = 0.40$)

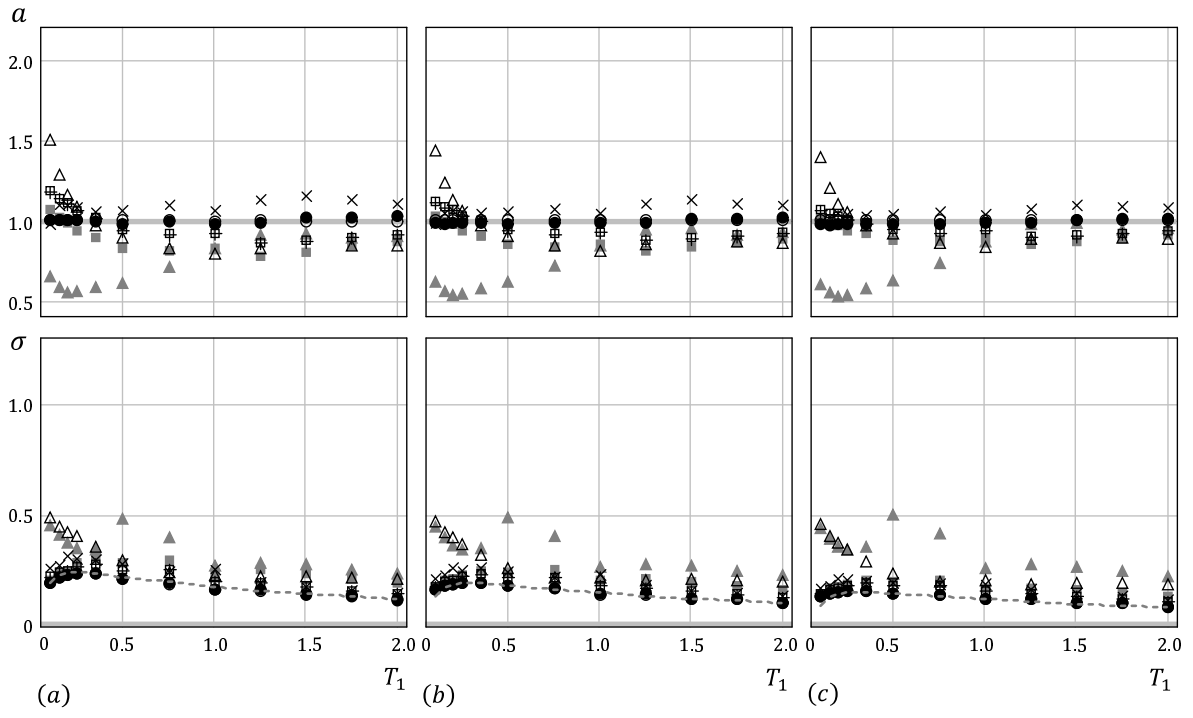


Fig. C.177 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, (a) $\beta = 0.50$, (b) $\beta = 0.60$, (c) $\beta = 0.70$)

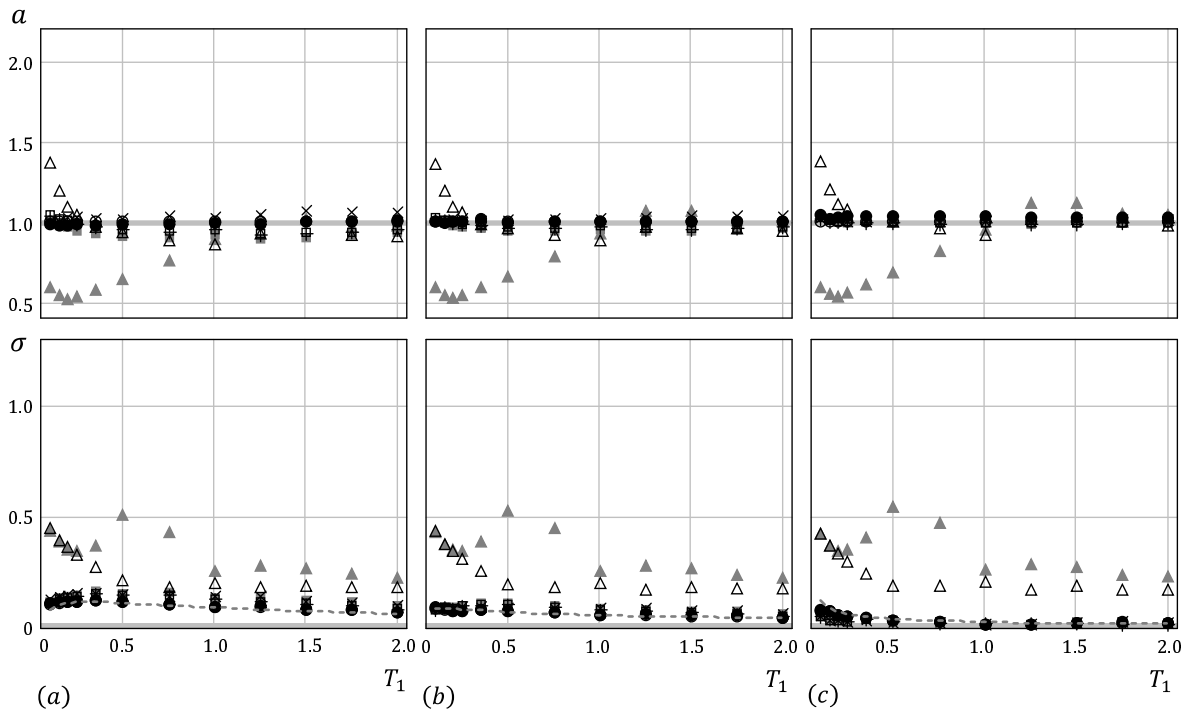


Fig. C.178 “ a ” and “ σ ” (Tri-linear, $\alpha = 0.99$, (a) $\beta = 0.80$, (b) $\beta = 0.90$, (c) $\beta = 0.99$)

