

立体半剛接合鋼重層モーメント骨組の動的性状に関する研究 Dynamic Behavior of 3D Steel Moment Frame with Semi-rigid Connections

○大塚 智子*
Tomoko OHTSUKA

山成 實**
Minoru YAMANARI

ABSTRACT Research on positive usage of steel semi-rigid connections in earthquake-resistant design is rare in Japan. The authors aim to achieve the implementation of semi-rigid connection for the structural design. In spite that such connections are not strong as well as rigid, those can dissipate energy under earthquake excitation. A modeling of the connections for 3D static and dynamic analysis was made to use a finite element method program for easy. The proposed method resolved into exact analysis results. Followed a suite of numerical work, the results lead quite fundamental information for 3D frame design.

Keywords : 鋼立体骨組, 半剛接合部, 骨組解析, 地震応答
3D Steel Frame, Semi-rigid Connection, Frame Analysis, Dynamic Behavior

1. はじめに

海外では半剛接合骨組の研究や設計への適用が数多く見られる。一方、地震国である日本では、鋼骨組の柱梁接合部の接合条件としていわゆる半剛接合は耐震設計には適用し難いと考えられ、剛接合を目指した研究がこれまで多く行われてきた。しかし、剛接合に近い半剛接合は初期剛性も高く、降伏後の耐力上昇があれば、これをエネルギー吸収要素として期待ができる。

著者らは既に、汎用鋼平面骨組構造解析プログラムを用いて、静的および記録地震波を用いた動的解析をとおして、半剛接合平面骨組の一例として図1に示すような外ダイアフラム柱梁仕口の力学的性状が重層骨組の挙

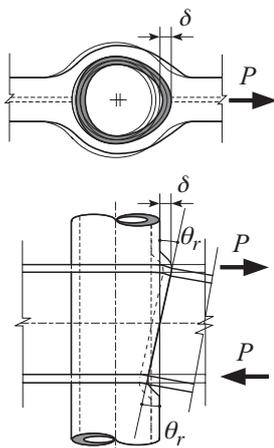


図1 仕口の局部変形

動に及ぼす効果を明らかにしてきた。

本研究は、半剛接合に焦点を合わせて立体半剛接合鋼骨組を研究対象とする。現実の主たる地震力は任意方向から作用する水平力であるが、本研究では入力方向を一定にした条件で行う。この条件下での立体構造物の静的および動的弾塑性性状を明らかにして、実際の設計に資する基礎情報を得た。その知見を述べる。

2. 柱梁仕口に関する設計パラメータ

鋼構造の耐震規定^[1]で記されている接合部係数は、柱梁仕口の最大耐力 $M_{r \max}$ と梁部材の全塑性耐力 M_{pb} の比で与えられている。本研究では、柱梁仕口のパラメータとして、柱梁仕口の最大耐力を変化させた式(1)で表す r を用いた。

$$r = \frac{M_{r \max}}{M_{pb}} \dots \dots \dots (1)$$

仕口のパラメータの値は文献[2]で示した外ダイアフラムをもつ円形鋼管柱・H形鋼梁骨組の接合部の耐力および剛性に関する推定式により求められる。

* 熊本大学大学院博士前期課程 自然科学研究科建築学専攻

(〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1) 準会員(学生)

** 工博 熊本大学大学院自然科学研究科准教授 (同上) 第2種正会員

3. 立体解析のためのモデル化

柱梁接合部は地震エネルギーを吸収する要素の一つと捉え、柱梁接合部の強度および剛性の取り方によって骨組全体の挙動が変化することは容易に想像できる。しかしながら、どのようにあるいはどれ程の影響が顕れるかは解明されていない。また、立体骨組に二次元水平地震力を与えて動的に解析することは、実際の地震時における実在の骨組や柱梁仕口の挙動をよく評価できると考えられる。本研究では、有限要素法に基づく汎用構造解析プログラムを用いて立体半剛接合鋼骨組を精度良く解析できる技術を獲得するために、これまで培ってきた平面骨組解析技術を応用し解析結果のベンチマークを得て、信頼できる三次元骨組の弾塑性解析で検証する。

3.1 局部変形バネのモデル化

本研究の解析モデルは柱部材、梁部材は一次元の有限要素とし、接合部パネルは円形鋼管柱部材とH形鋼梁部材寸法で定められる平板シェルモデルとした。接合部パネルはせん断変形のみ受けもつとして鋼管の上下を剛板で塞いだモデルである。既往の研究^[2]で、外ダイヤフラム接合部をもつ平面ラーメン骨組の実験結果およびFEM解析結果との比較を行い、また、パネルのせん断変形と仕口の回転変形は独立であるとしたモデルの解析結果とも比較した。それらの結果は良く一致しており、パネルと仕口を独立してモデル化することの妥当性が確かめられている。柱梁仕口の局部変形バネについては、基本的要素モデルは

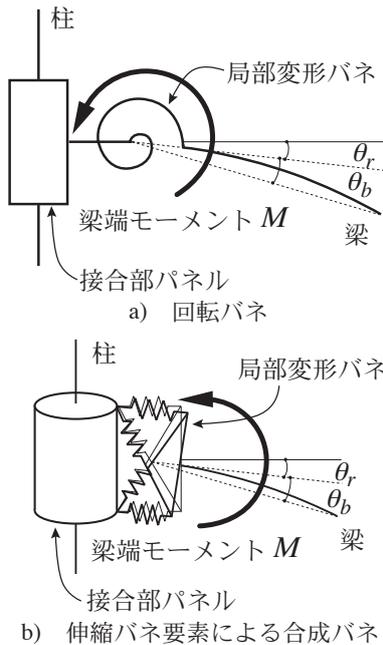


図2 回転バネモデル

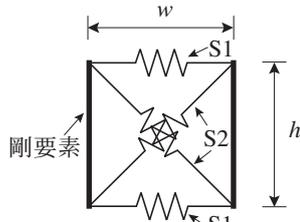


図3 合成バネモデル

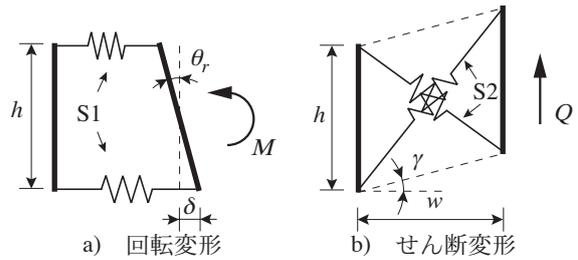


図4 合成バネの変形成分

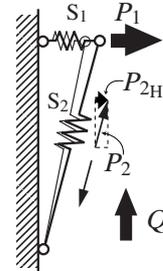


図5 バネの長さ

回転バネ要素として扱われるが、回転バネ要素をもたないプログラムでは別の要素の合成による手段を用意する必要がある。図2に回転バネ要素モデルと伸縮バネのみを用いて回転バネ要素の特性を表現した力学モデルを示し、図3にその詳細を示す。

合成バネは梁フランジ端部に取り付けた伸縮バネ S1 を用いて偶力モーメントを表現するが、この場合、バネの長さから有限な寸法をもつモデルとなるため、図4のように回転変形とともにせん断変形が生じてしまう。そこで、さらに2つの伸縮バネ S2 を交差するように組み込むことで、せん断変形に対する抵抗要素を設けた。このとき、S1 の長さ w を十分小さくし S2 を直立させれば良く、本研究では 1mm としている。図5のようにバネ要素 S1 と S2 を取り出してみると、せん断力 Q から S2 の軸方向力 P_2 が得られる。この水平方向の分力 P_{2H} は w が梁せい h に対して十分小さい寸法（本研究ではおよそ $1/500$ 程度）であるため、S1 の軸方向力にほとんど影響を及ぼさない。つまり、S2 は概ねせん断抵抗しか示さない。回転変形、せん断変形それぞれに対して S1, S2 の伸縮バネが関与するとする。

3.1.1 回転変形について

図4(a)で示される回転変形 θ_r は梁端モーメント M によって生じる局部変形である。S1 の剛性 K_1 および回転バネの回転剛性 K_r を式(2)および(3)に示す。

$$P = K_1 \delta \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$M = K_r \theta_r \quad \dots \dots \dots (3)$$

ただし、 P 、 δ はそれぞれバネの軸方向力、軸方向変形である。

式(2)、(3)より K_1 は式(4)のように表される。

$$K_1 = \frac{2}{h^2} K_r \quad \dots \dots \dots (4)$$

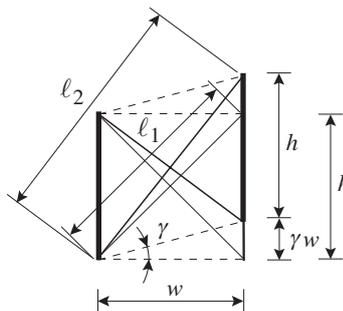


図6 S2の変形前後の長さ

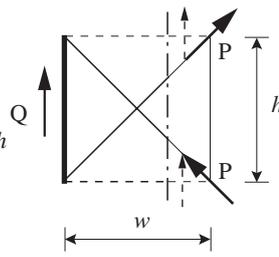


図7 力の釣合い

3.1.1 せん断変形について

図4(b)で示されるように、梁せん断力 Q によって w の幅をもつ領域ではせん断変形 γ が生じる。S2の変形のみがせん断変形を表現できるとすると梁せん断力 Q は式(5)のように表される。

$$Q = \frac{1}{\kappa} G A_w \gamma \quad \dots \dots \dots (5)$$

ただし、 κ はせん断に関する形状係数、 G はせん断弾性係数、 A_w は梁のウェブ材の断面積である。

せん断変形をS2の軸方向変形 δ で表すと、図6より式(6)が得られる。

$$\delta = l_2 - l_1 \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここで、せん断変形 γ が微小変形であるとするれば、式(7)が得られる。

$$\delta = \frac{h w}{l_1} \gamma \quad \dots \dots \dots (7)$$

図7のように梁せん断力 Q が作用したときのS2の軸方向力を P とすると式(8)が得られる。

$$Q = 2 \frac{h}{l_1} P \quad \dots \dots \dots (8)$$

式(7),(8)を式(5)に代入すると、S2の剛性 K_2 は式(9)のように表される。

$$K_2 = \frac{1}{\kappa} G A_w \frac{l_1^2}{2 h^2 w} \quad \dots \dots \dots (9)$$

3.2 平面骨組解析による検証

モデルの妥当性を検討するために、合成バネを組み込んだ平面ラーメン骨組を有限要素法に基づく汎用構造解析プログラムABAQUS Version 6.6を用いて得られた解析結果と、任意形平面骨組の非線形解析プログラムclub.f^[3]を用いて得られた解析結果を比較検討を行った。解析に用いた平

面骨組は本研究における立体骨組の xy 構面であり、その諸情報は4.1で述べる。

解析条件を同一にして、プッシュオーバー解析を行った結果を図8に示す。柱梁仕口が十分弱い $r=0.9$ であっても、柱梁仕口が十分強い $r=1.6$ であっても、新しいモデルによる解析はclub.fによる解析結果を良く追跡できており、これで合成バネモデルの妥当性が検証できた。

これによって、FEMプログラムを用いて三次元水平地震力を受ける半剛接合鋼骨組の弾塑性挙動を静的および動的に調べることが可能となった。

4. 立体解析

解析用立体鋼重層骨組および立体半剛接合部を図9に示す。平面骨組に組み込んだ合成バネを x 方向、 z 方向に組み込んでいる。外ダイアフラム接合部の局部変形を回転バネとして捉えるとき、その回転バネを直交するように組み込んだ場合、それぞれの回転バネは独立していることが文献[4]で述べられている。従って、本研究でも、 x 方向、 z 方向に組み込んだ回転バネは互いに独立であるとして解析を行った。

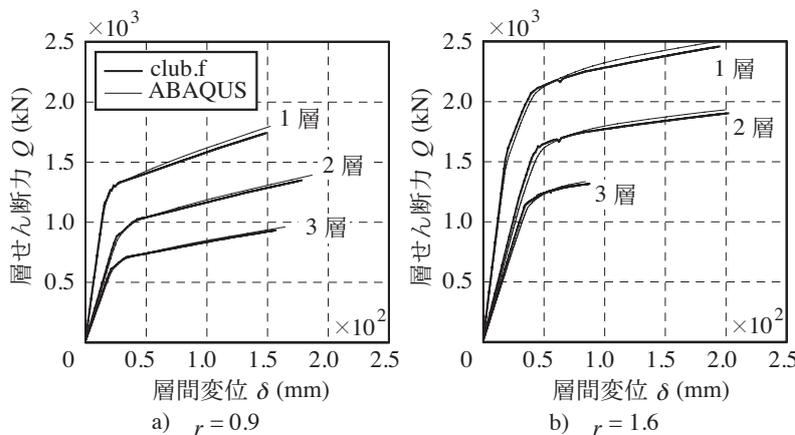


図8 平面骨組の静的解析結果

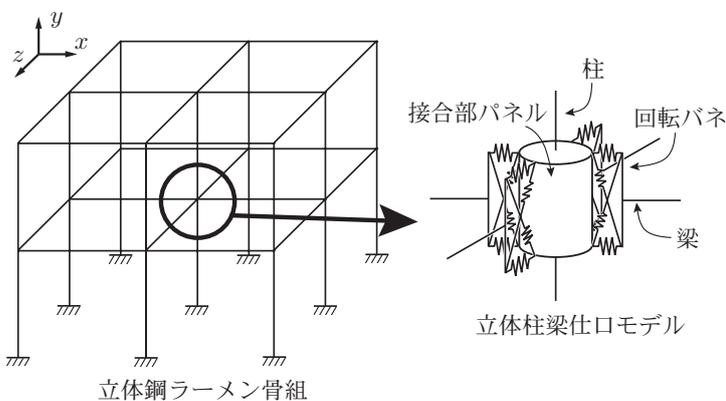


図9 立体半剛接合鋼重層骨組

4.1 立体解析モデル

既往の研究で、半剛接合平面鋼重層骨組の地震エネルギー吸収能力の知見が12種の解析骨組を用いた数値実験結果から得られている^[2]。その結果から、柱梁仕口部に局部変形バネを組み込むことで全体骨組に対する各構造要素（柱、梁、接合部パネル、柱梁仕口）のエネルギー吸収分担率が改善する骨組がいくつか見られた。剛接合の骨組の場合に柱頭や柱脚が多く降伏するような骨組は、梁先行降伏型の骨組であっても柱によるエネルギー吸収が大きく、性状の良い骨組とは言えない。しかし、局部変形バネを組み込むことで、柱梁仕口の塑性化が先行し柱の塑性化を遅延させるため、エネルギーの吸収分担率の改善が確認されている。それらの骨組の代表としてD骨組を x 方向に、 z 方向にはD骨組の1スパン分のみを組み込んだ。この骨組を立体骨組の解析対象として3次元動的解析を行った。骨組の形状および諸情報を図10および表1に示す。

4.2 静的解析

任意方向水平力を作用させた力学的特性を調べるため、具体的には図11に示すように作用方向角 θ を2軸水平力の合力の向きとして、 θ を変化させて解析を行った。

4.2.1 解析方法

まず、骨組の静的解析を行った。用いたプログラムはABAQUS Version 6.6である。柱部材や梁部材は一次元の線要素としてはり要素を用い、接合部パネルは厚肉シェル要素を用いた。局部変形バネは回転変形に抵抗する偶力バネは1方向のみの自由度をもつスロットタイプのコネクタ要素を用い、せん断変形に抵抗するバネは弾性バネ要素を用いた。柱部材、梁部材および接合部パネルはSS400級の鋼材を用いたとして耐力、剛性を設定した。ひずみ硬化係数は部材力-部材変形関係において0.02とするバイリニア型とし、柱および接合部パネルは等硬化モデル、梁は移動硬化モデルの履歴特性をもつとした。局部変形バネは接合部係数 r を指標として文献[2]で誘導した耐力を剛性に関する弾塑性力学特性に基づくトリリニア型（最後の分枝の剛性はゼロ）とした移動硬化モデルの履歴特性をもつとした。

実際の耐震性状を得るために、柱部材と梁部材が接合される節点と、梁部材の中央に鉛直荷重を作用させ、作用方向角 θ の方向に骨組頂部倒角

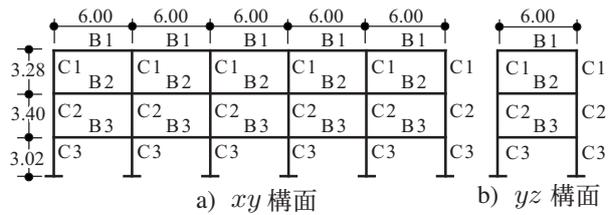


図10 解析骨組形状(単位:m)

表1 解析骨組情報

	層重量(t)	柱	断面寸法(mm)	梁	断面寸法(mm)
D骨組	80.58	C1	○-355.6 x 12	B1	H-446 x 199 x 8 x 12
	88.57	C2	○-400 x 12	B2	H-496 x 199 x 9 x 14
	113.59	C3	○-406.4 x 12.7	B3	H-500 x 200 x 10 x 16

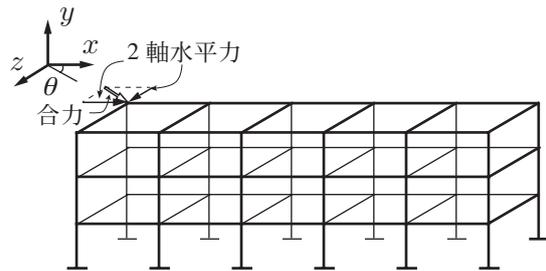


図11 作用方向角

が1/20 rad 傾くまで各階に現行の耐震規定で定める水平力を比例载荷した。水平力は柱部材と梁部材が接合される節点にのみすべて作用している。

4.2.2 解析結果と検討

作用方向角 θ を、0 deg から 90 deg にまで15 deg 刻みに変化させ、また、接合部係数 r も変化させて解析を行った。そのときの層せん断力-層間変位角曲線を図12に示す。 r が小さく、すなわち柱梁仕口が弱くなると平面骨組の耐力、剛性は共に減少することは文献[2]で既に述べられている。立体骨組でまた作用方向角 θ を変化させても、同じように柱梁仕口が弱くなると骨組の耐力、剛性は共に減少する。これはどの作用方向角 θ であってもほぼ同じような割合で減少する。 $\theta = 45 \text{ deg}$ のときに xy 構面、 yz 構面両方の骨組の剛性や耐力を得るため、最も大きい層せん断力-層間変位角曲線を描いている。

図12の層せん断力-層間変位角曲線から、接合係数が初期剛性の1/3のときの耐力を骨組の降伏耐力とし、その1/3剛性耐力 P_y およびそのときの降伏層間変位角 R_y を求めた。図13および図14のようになる。1/3剛性耐力の導き方は文献[2]に従った。

図13から1/3剛性耐力 P_y は $\theta = 0 \text{ deg}$ から $\theta = 45 \text{ deg}$ まで r に関わらず増加し、 $\theta = 90 \text{ deg}$ までやはり r に関わらず減少している。これは層に

よっても変化はなく、 $\theta = 0 \text{ deg}$ から $\theta = 45 \text{ deg}$ までは、約 6～11% 増加しており、 $\theta = 0 \text{ deg}$ から $\theta = 90 \text{ deg}$ までは、約 20～30% 減少している。これは、 xy 構面の骨組が現行の耐震規定を満たした設計なされている骨組を対象としているのに対し、 yz 構面の骨組はその骨組の 1 スパンを取り出した骨組であり、 xy 構面の骨組より十分弱い骨組であるためである。しかし、そのような骨組であっても、 $\theta = 45 \text{ deg}$ のときの耐力が最も大きくなっており、仕口を弱くしても、立体的な性状は柱梁仕口を剛接合した Rigid の骨組と比べて変化しないことが分かる。

図 14 から、降伏層間変位角 R_y は、 $\theta = 0 \text{ deg}$ から $\theta = 45 \text{ deg}$ または $\theta = 60 \text{ deg}$ まで増加し、その後 $\theta = 90 \text{ deg}$ まで減少する。これは、 r の大きさに関わらず不規則であり、 $\theta = 45 \text{ deg}$ のときに最大値を得るとは限らないことを示している。

4.3 動的解析

動的解析も静的解析と同様に、骨組に鉛直荷重を作用させ、作用方向角 θ 方向に地震地動加速度を入力した。この場合、図 11 のように 2 軸水平力を作用させ作用方向角として θ を得ているため、最大応答値が θ 方向に得られるとは限らない。得られた最大応答値について検討する。

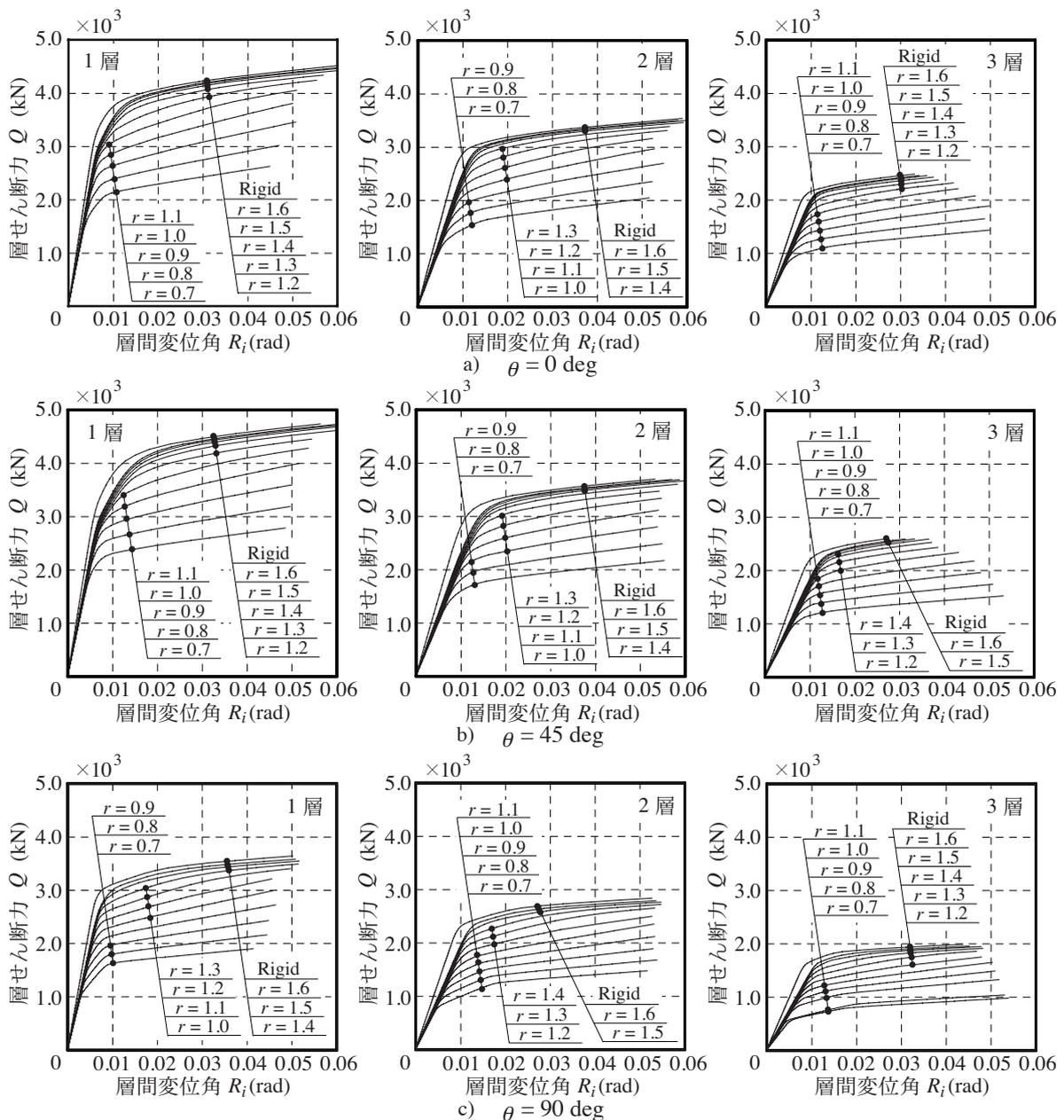


図 12 層せん断力 - 層間変位角曲線

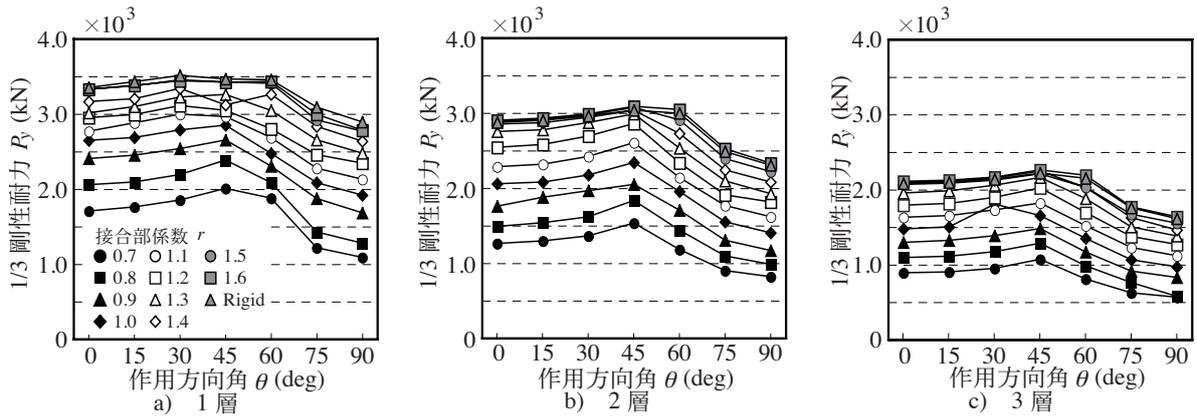


図 13 作用方向角と1/3剛性耐力の関係

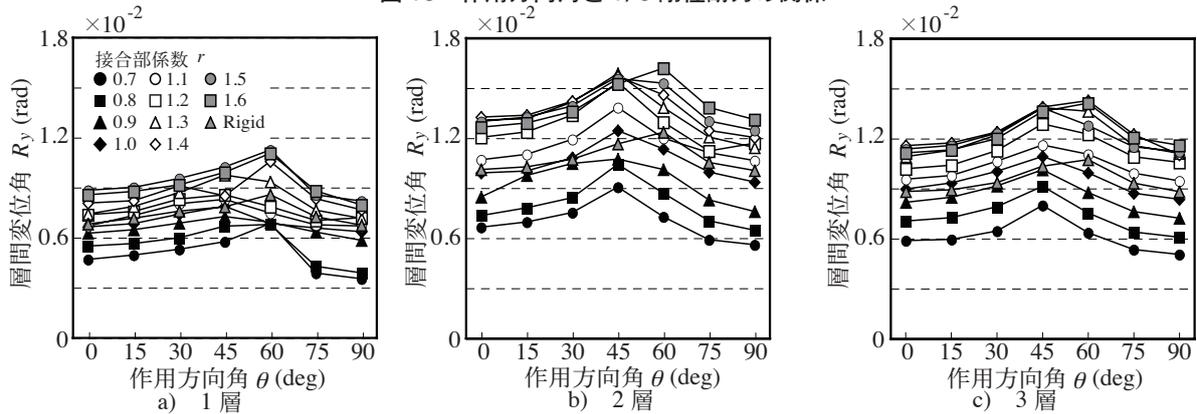


図 14 作用方向角と降伏層間変位角の関係

4.3.1 解析方法

静的解析と同様に解析を行った。入力地震波は代表として El Centro (1940) NS を用い、解析には地動最大速度を 0.5 m/s に調整し、継続時間は 5s および 10s としている。これは計算機の容量の問題から得た時間であり、その妥当性については 4.3.2 で述べる。地震応答解析における数値積分には Newmark- β ($\beta = 1/4$) を用い、時間増分は 0.02s とした。また、骨組の減衰特性は Rayleigh 型とし、1次および2次の減衰定数を 2% とした。

4.3.2 時刻歴応答

地震波を入力したときの各層の時刻歴応答を図 15 に示す。

$r = 0.9$ および $r = 1.6$ の骨組に、それぞれ $\theta = 0$ deg および $\theta = 90$ deg の方向に入力地震波を 10 秒間作用させている。○印は最大層間変位角が生じた点を示している。これは xy 構面、 yz 構面それぞれの構面に対して最大の値であるため、他の作用方向角 θ の場合に、この応答値を超えることはない。また、この立体骨組は固有周期が有効数字 3 桁内でほぼ同じであり、 r が 0.7 から 1.6 の範囲の骨組で、最大の応答が 5s 以上の時間帯で

起こることはないとして、それらの骨組は解析時間を 5s としている。しかし、柱梁仕口が剛接合された骨組である Rigid の骨組は $\theta = 90$ deg のとき、最大応答値が 5s 以上で得られるので、Rigid の骨組のみ 10s で解析を行っている。

4.3.3 最大層間変位角

図 15 に、各骨組のそれぞれの作用方向における最大層間変位角についてまとめた結果を示す。 $\theta = 0$ deg のとき、最大層間変位角は最小の値を示す。 θ が大きくなるにつれて最大層間変位角は増加し、 $\theta = 90$ deg で最大の値を得る。これは、 $\theta = 0$ deg のとき耐力、剛性の高い xy 構面の骨組のみが地震動に応答し、 θ を変化させるにつれて耐力、剛性の低い yz 構面の骨組に徐々に地震動が作用する。そして $\theta = 90$ deg のときには yz 構面の骨組のみが地震動に応答するため、 $\theta = 90$ deg のときに最も地震応答値が大きくなったと考えられる。その地震応答値の変化は $r = 0.9$ の骨組のように柱梁仕口が弱いと大きくなり、Rigid の骨組のように柱梁仕口が強いと変化は小さくなる。また、どの作用方向角 θ であっても骨組の最大応答値は第 2 層でほぼ最大となることが分かる。

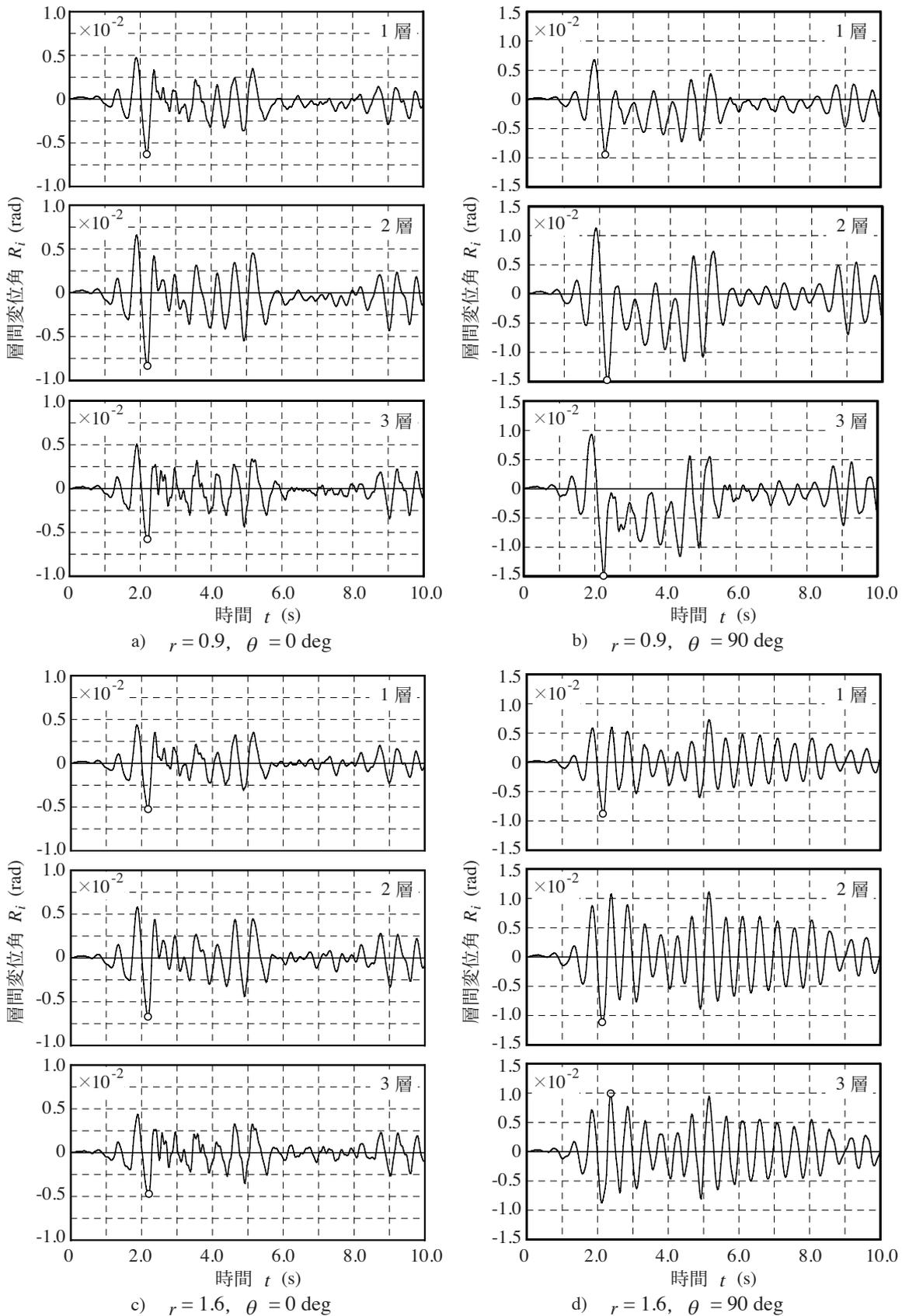


図 15 各層の時刻歴応答

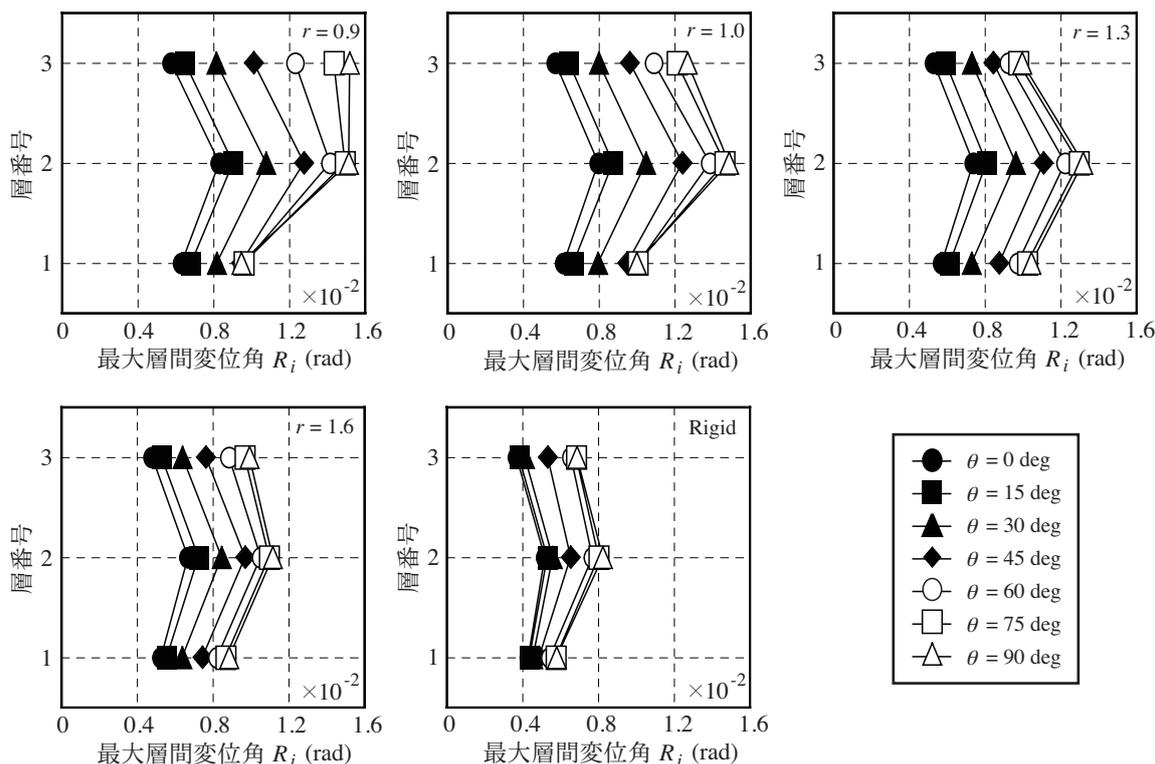


図 16 最大層間変位角

5. おわりに

半剛接合骨組を三次元に拡張したモデル化を行い、立体骨組の静的および動的解析による挙動について得られた知見を以下に示す。

- 1) 平面骨組を用いて、既往の研究における回転バネ要素を組み込んだ骨組と伸縮バネ要素を用いて回転バネをモデル化した合成バネを組み込んだ骨組を比較した。両者はほぼ同じ挙動を示し、回転バネ要素がない解析であっても伸縮バネ要素を合成することで曲げモーメントによる回転変形のみを受けもつ回転バネのモデル化を行うことは有効であり、それを用いた3次元半剛接合骨組の解析は可能である。
- 2) 立体骨組に局部変形バネを組み込み、水平力のかかる作用方向を変化させてプッシュオーバー解析を行った。柱梁仕口が弱くなるごとに骨組の耐力、剛性は共に減少するが、これはどの作用方向であってもほぼ同じような割合で減少し、平面骨組と同様の性質を示すことがわかる。
- 3) 立体半剛接合骨組に、水平力のかかる作用方向を変化させて地震応答解析を行った。最大層間変位角を調べたところ、作用方向による骨組の応答性状は xy 構面、 yz 構面それぞれの方向の骨組の耐力、剛性等に関係して変化し、各構面の耐力、

剛性大きくなればその応答性状は良くなることを示した。

謝辞

本研究は、(社)日本鋼構造協会より平成21年度鋼構造研究助成を受けた。ここに謝意を表す。

参考文献

- [1] 2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書，国土交省他監修，pp.589-593，2007.8
- [2] 隋偉寧：鋼管柱・H形鋼梁で構成される外ダイアフラム接合骨組の力学的特性と耐震設計上の要求性能に関する研究，熊本大学博士論文，2009.3
- [3] 小川厚治：梁降伏先行鋼構造ラーメン骨組の地震応答性状の解明に関する基礎的研究，平成17年度～平成18年度科学研究費補助金（基盤研究(C)）研究成報告書，2007.3
- [4] W. Sui, M. Yamanari, Characteristics of 3-D Steel Subassemblages with External Diaphragm under Bi-axial Lateral Force, Proc. of 3rd International Symposium on Steel Structures, Vol. 2, pp.983-994, 2005.3