ISSN　2186-6910

独立行政法人労働者健康安全機構
労働安全衛生総合研究所

TECHNICAL DOCUMENT
OF
THE NATIONAL INSTITUTE OF OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH

JNIOSH-TD-NO.10（2025）

建築物の解体工事における外壁倒壊の防止対策

JNIOSH
独立行政法人労働者健康安全機構
労働安全衛生総合研究所

建築物の解体工事における外壁倒壊の防止対策

目　次

1.　はじめに.....1
参考文献.....2
本報で使用する用語と解体工事実務者へのヒアリングについて.....3

2.　柱の切削方法の検討.....5
2.1　検討方法.....5
2.2　実験 I（柱の切削形状の影響）.....5
2.2.1　試験体.....5
2.2.2　材料特性.....6
2.2.3　切削形状.....8
2.2.4　実験概要.....9
2.2.5　柱下端の曲げモーメントと柱の部材角の計算.....10
2.2.6　実験結果.....11
2.3　実験 II（柱の切削高さの影響）.....15
2.3.1　検討概要.....15
2.3.2　試験体と実験概要.....15
2.3.3　試験体の切削高さと前方主筋の座屈の関係.....17
2.3.4　実験結果.....19
2.4　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算.....22
2.4.1　計算方法.....22
2.4.2　計算結果.....24
2.5　まとめ.....25
参考文献.....25

3.　外壁の切削方法等の検討 26
3.1　検討方法 26
3.2　実験 III（外壁の切削形状の影響） 26
3.2.1　試験体 26
3.2.2　材料特性 27
3.2.3　切削形状 30
3.2.4　実験概要 31
3.2.5　外壁下端の曲げモーメントと外壁の部材角の計算 32
3.2.6　実験結果 33
3.3　実験 IV（外壁の切削高さの影響） 37
3.3.1　検討概要 37
3.3.2　試験体と実験概要 37
3.3.3　実験結果 38
3.4　実験 V（外壁上部の床スラブの影響） 40
3.4.1　検討概要 40
3.4.2　試験体と実験概要 40
3.4.3　実験結果 42
3.5　下部の一部を切削した外壁の転倒強度の計算 44
3.5.1　計算方法 44
3.5.2　計算結果 46
3.6　まとめ 47
参考文献 48

4.　ワイヤロープの張力とたるみの検討 49
4.1　検討概要 49
4.2　転倒工法を模擬した実験 49
4.2.1　実験概要 49
(1)　外壁を模擬した鉄骨柱とワイヤロープの設置 49
(2)　実験に用いたワイヤロープ 50
(3)　計測方法 50
4.2.2　実験結果 50
(1)　ワイヤロープの張力とたるみの関係 50
(2)　ワイヤロープの張力と鉄骨柱下部の圧縮力の関係 52
4.3　ワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への変位の関係 53
4.3.1　検討概要 53
4.3.2　検討方法 53
4.3.3　外壁の建物外側への変位の計算 54
4.3.4　外壁モデルの建物外側への転倒 56
4.3.5　ワイヤロープの引張実験 58
(1)　実験概要 58
(2)　実験結果 60
4.3.6　ワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への変位の関係 61
(1)　検討手順 61
(2)　検討結果 61
4.4　まとめ 62
参考文献 62

5.　仮設部材を用いた外壁の転倒防止実験 63
5.1　検討概要 63
5.2　実験概要 63
5.2.1　実験に用いた仮設部材（単管パイプ） 63
5.2.2　仮想柱と単管パイプの設置方法 64
5.2.3　鉄製治具 65
5.2.4　実験方法 65
5.3　実験結果 66
5.3.1　単管パイプの長さ方向に作用する荷重の計算 66
5.3.2　実験結果 68
5.4　性能評価 69
5.4.1　外壁モデルが転倒した場合の単管パイプの長さ方向に作用する荷重の計算 69
5.4.2　性能評価 72
5.5　まとめ 73
参考文献 73

6.　おわりに 74

付録 1　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算方法 75
1.　はじめに 75
2.　柱材料の応力とひずみの設定 75
3.　柱断面の曲げモーメントと曲率の計算 77
4.　柱部材の曲げモーメントと部材角の計算 80
5.　切削部分の前方主筋の座屈判定 84
参考文献 85

付録 2　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算方法 86
1.　はじめに 86
2.　外壁材料の応力とひずみの設定 86
3.　外壁断面の曲げモーメントと曲率の計算 89
4.　外壁の曲げモーメントと部材角の計算 92
5.　切削部分の前方鉄筋の座屈判定 96
参考文献 97

Technical Documents of the National Institute
of Occupational Safety and Health, JNIOSH-TD-NO.10 (2025)
UDC 624.012.45: 624.04.046: 69.059.6: 692.2.23

建築物の解体工事における外壁倒壊の防止対策

高橋弘樹*，高梨成次*，堀智仁*

概要: 解体工事現場において外壁を解体する場合，主に転倒工法と呼ばれる工法が用いられている．転倒工法とは，壁や柱の下部の一部を切削して，外壁を倒しやすくしてから，ワイヤロープ等で引き倒す工法である．この切削作業中に，外壁が倒壊し，作業者が下敷きになるという災害が発生している．外壁倒壊の原因としては，外壁下部の切りすぎとともに，ワイヤロープ等を設置した状態で切削作業をするため，ワイヤロープ等の張りすぎが考えられる．また，転倒工法においては，切削作業中の外壁の倒壊防止方法が確立されていないという状況もあり，このことも災害の原因と考えられる．

本報では，転倒工法における外壁の倒壊災害を防止するため，実験と計算により，災害の多い鉄筋コンクリート造の外壁を対象として，適切な切削方法とワイヤロープ等の張り方を検討するとともに，外壁の倒壊防止について解説する．

Keywords: 倒壊・崩壊，転倒工法，外壁，柱，切削，鉄筋コンクリート，ワイヤロープ，仮設部材

---

* 建設安全研究グループ

Technical Documents of the National Institute
of Occupational Safety and Health, JNIOSH-TD-NO.10 (2025)
UDC 624.012.45: 624.04.046: 69.059.6: 692.2.23

Prevention Measures for Collapse of External Walls in Building Demolition

By Hiroki TAKAHASHI*, Seiji TAKANASHI* and Tomohito* HORI

Abstract: In building demolition, the fall-down method is commonly employed. This approach involves cutting the lower part of the external wall and columns to facilitate the controlled collapse of the exterior wall. The wall is subsequently pulled down using wire ropes. However, this cutting process poses risks, as the unexpected collapse of wall, potentially injuring workers. The primary causes of these collapses include excessive cutting of the wall's lower portion and the tension in the wire ropes. In addition, no established methods exist to prevent the inward collapse of the exterior wall during the cutting process.

This study focuses on preventing accidents related to the collapse of external walls while using the fall-down method. It examines a suitable cutting technique for the lower part of the exterior wall and the necessary tension levels for wire ropes through tests and analyses. The study also outlines an effective measure for preventing wall collapse.

Keywords: collapse, fall-down method, external wall, column, cutting edge, reinforced concrete, wire rope, temporary members

---

* Construction Safety Research Group

1. はじめに

建築物の解体工事では，外壁を引き倒して解体する転倒工法と呼ばれる工法が主に用いられている [1]．この工法を用いる場合，規模の大きな現場では，図 1-1 に示すように，解体用機械を用いて外壁を引き倒しているが，規模の小さな現場や床の強度が小さな場所等では，ワイヤロープ等を用いて人力により外壁を引き倒している．

図 1-1　解体用機械を用いた転倒工法

人力により転倒工法を行う際は，図 1-2 に示すように，作業の最初に，外壁の建物外側への倒壊防止のためにワイヤロープ等を設置する．次に，外壁を転倒できる程度に切り出して，外壁下部の一部を切削し，その後，レバーホイスト等を用いてワイヤロープ等に張力を与えて，外壁を引き倒す [1]．

この切削作業中に，外壁が倒壊し，作業者が下敷きになるという災害が発生している [2]．外壁倒壊の原因としては，外壁下部の切りすぎとともに，ワイヤロープ等を設置した状態で切削作業をするため，ワイヤロープ等の張りすぎが考えられる．ただし，解体工事の作業指針 [3]には，転倒工法の留意事項の概要は示されているが，安全に作業を行うための切削方法や，ワイヤロープの張り方等の具体的な基準は示されていない．また，切削作業中に，外壁が建物の内側に倒壊することを防止するための方法も確立されておらず，対策はとられていないのが現状である．

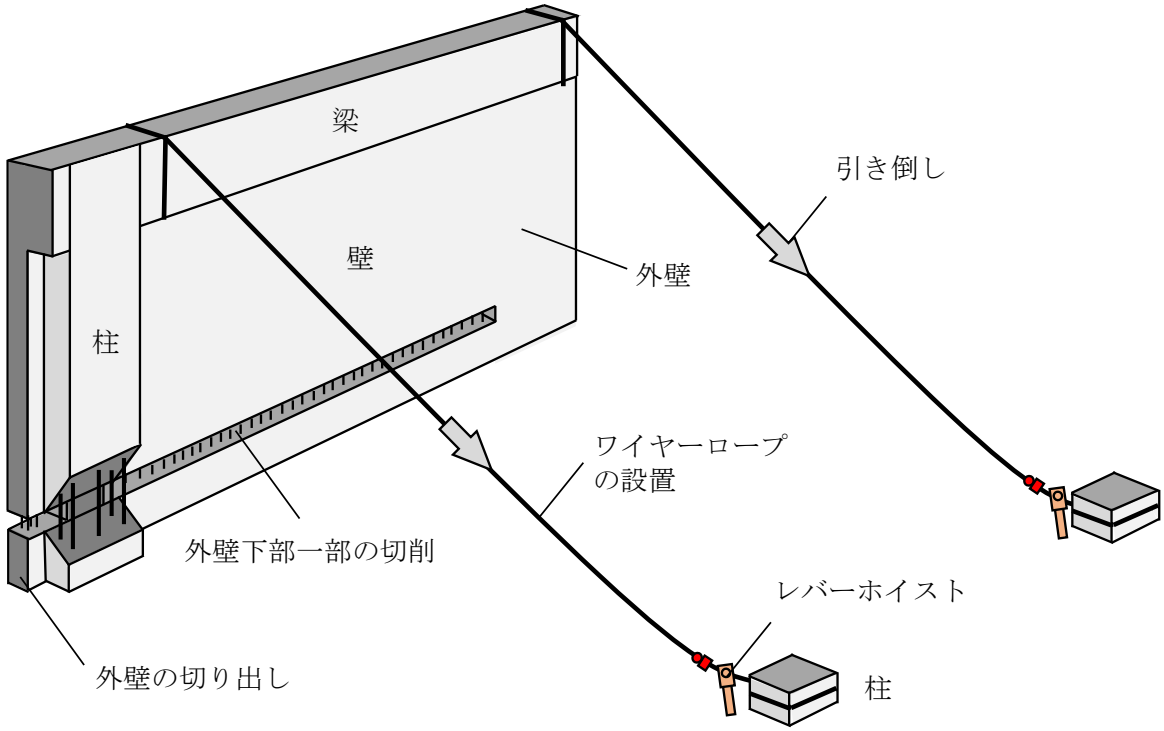


図 1-2　人力による転倒工法

本報では，転倒工法における外壁の倒壊災害を防止するため，実験と計算により，災害の多い鉄筋コンクリート造の外壁を対象として [2]，適切な切削方法とワイヤロープ等の張り方を検討するとともに，切削作業中の外壁倒壊防止工法について検討した.

なお、本報では，主に人力による転倒工法を対象としているが，解体用機械を用いた転倒工法を行う場合も，人力による転倒工法の作業手順とその留意事項を守ることが基本であることから [4]，解体用機械を用いた転倒工法を行う場合にも，本報での結果が参考になると考えられる.

参考文献

1) 解体工法研究会編，改訂 新・解体工法と積算，経済調査会，2018.

2) 高橋弘樹，大幢勝利，高梨成次．建築物の解体工事における災害防止対策の検討（その 1 死亡災害の調査）．日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1253-1254，2017.

3) 建設業労働災害防止協会編, コンクリート工作物解体工事の作業指針. 建設業労働災害防止協会, 2001.

4) 日本建築学会編，建築物の解体工事施工指針（案）・同解説（鉄筋コンクリート造編・鉄骨造編），2024.

本報で使用する用語と解体工事実務者へのヒアリングについて

【切削作業】:

柱または外壁下部の一部を切削する作業を「切削作業」とする.

【切削部分】:

柱または外壁下部の一部を切削した部分を「切削部分」とする.

【切削形状】:

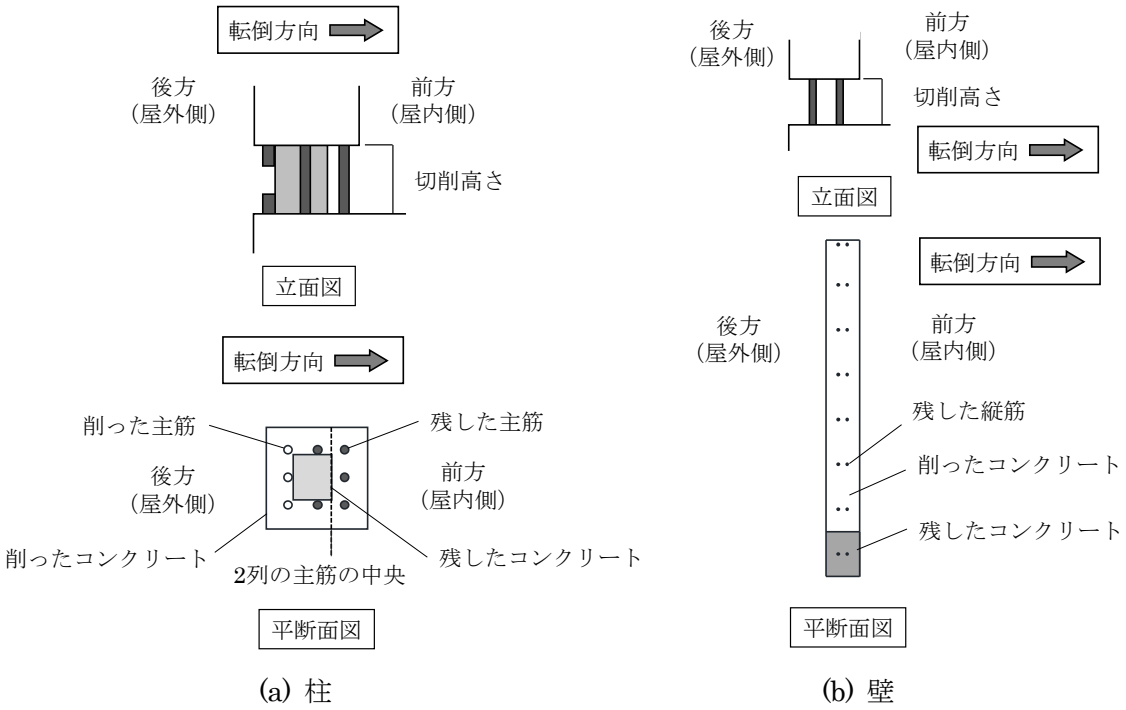
本報では，図 1-3 に示すような，柱や外壁の切削部分の平断面の形状を「切削形状」とする．具体的には「残したコンクリート」、「残した主筋」、「残した縦筋」である。

【切削高さ】:

本報では，図 1-3 に示すような，切削部分の高さ方向の長さを「切削高さ」とする.

【切削方法】:

柱または外壁下部の一部を切削する方法を「切削方法」とする.



(a) 柱　　(b) 壁

図 1-3　外壁下部の切削

【部材の平断面における切削箇所について】:

図 1-3 に示すように，柱部分の切削部分の平断面において，色付きの部分は切削せずに残したコンクリート，または主筋であり，白抜きの部分は切削したコンクリート，または主筋である．壁部分については，切削部分の平断面において，色付きの部分は切削せずに残したコンクリート，または縦筋であり，白抜きの部分は切削したコンクリートである．壁部分の切削した縦筋については，白抜きの図は小さく分かりづらいので，図中に示さなかった。なお，本報では，柱の鉄筋は主筋を示し，壁の鉄筋は縦筋を示す.

【主筋または縦筋の列数について】:

本報での主筋，および縦筋の列数は，柱または外壁の転倒方向に対しての列数を示す．図 1-3 (a)の場合は，主筋 2 列になる.

【前方，後方】:

図 1-3 に示すように，柱または外壁の転倒方向の前方に位置することを単に「前方」とし，柱または外壁の転倒方向の後方に位置することを単に「後方」とした.

【外壁】

本報では，外壁として構成される壁，柱，梁，スラブを総称として，「外壁」とした.

【柱または外壁の転倒強度】:

本報では，柱または外壁を転倒させる力を，柱または外壁の転倒強度とし，具体的には，柱または外壁下端の曲げモーメントにより評価した.

【解体工事実務者へのヒアリングについて】:

解体工事実務者へのヒアリングは，解体の関係団体に行い，実験条件等の参考にした.

2. 柱の切削方法の検討

2.1　検討方法

適切な切削方法を検討するためには, 切削方法と外壁の転倒強度の関係を定量的に評価する必要がある. 図 1-2 に示すように，外壁は主に，柱，壁，梁により構成されており，このうち柱は，外壁の転倒強度を検討するうえで，基本的な部材だと考えらえる．そこで，外壁の基本的な転倒強度を検討するために，柱を対象として，転倒強度を調べた.

柱の転倒強度に影響を及ぼすのは，柱下部の切削部分の切削形状と切削高さと考えられる．そこで切削形状と切削高さをパラメータとして柱の転倒実験を行った．さらに，柱の転倒強度を予測するため，柱の転倒強度の計算方法を検討した.

2.2　実験Ⅰ（柱の切削形状の影響）

2.2.1　試験体

適切な切削形状を検討するために，柱の切削形状を変えた実験を行った．実験Ⅰに用いた試験体を図 2-1 に示す．図 2-1 より，試験体は下端を切削した柱と土台により構成され，柱の高さは約 3 m であり，柱の断面寸法は 24 cm×24 cm である．柱下端の切削高さは 30cm とした．柱の重量は約 3.3 kN である.

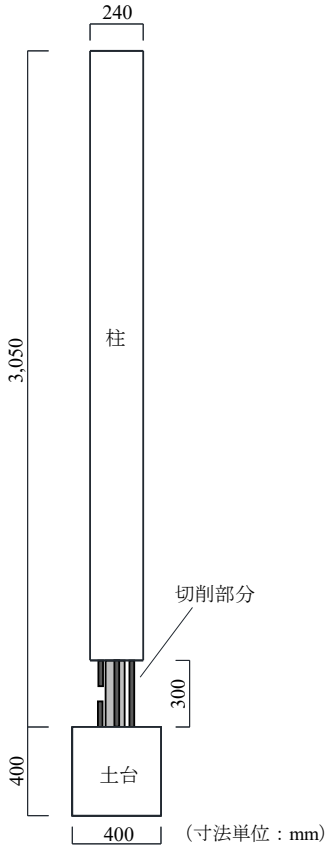
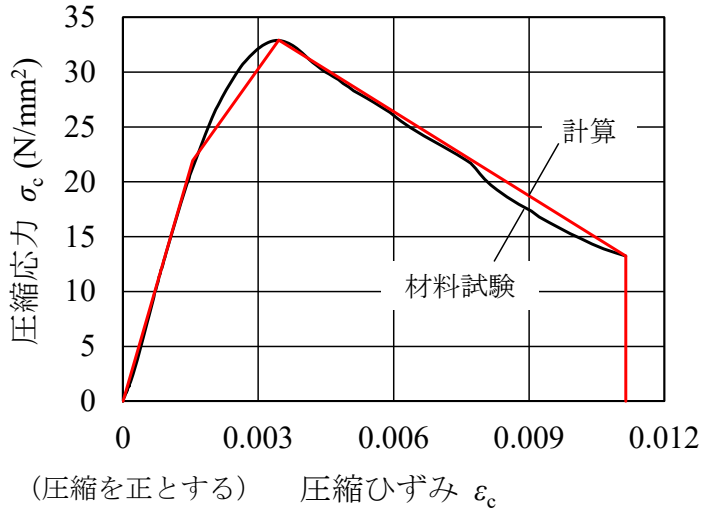


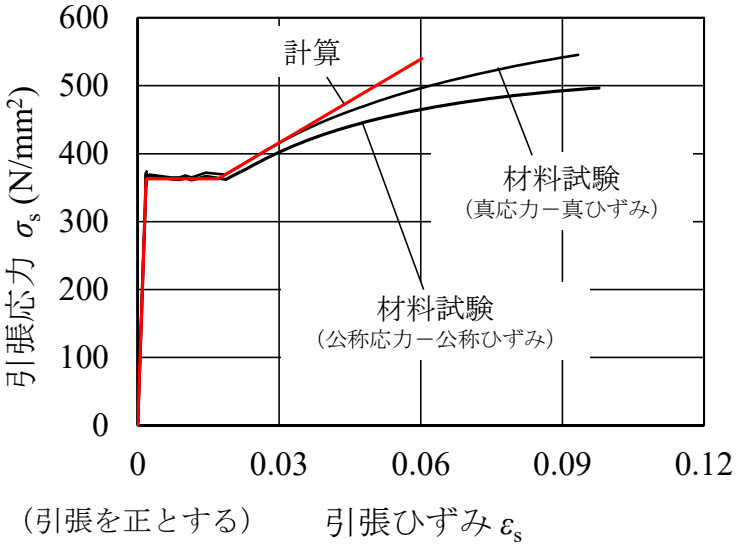
図 2-1　実験Ⅰに用いた試験体

2.2.2　材料特性

試験体のコンクリートと主筋の応力とひずみの関係を図 2-2 に，材料特性を表 2-1 に示す．コンクリートについては圧縮試験を行い，主筋については引張試験を行った．図 2-2 と表 2-1 に示すコンクリートの圧縮強度は JIS A 1107[1)]と JIS A 1149[2)]に準じて行った試験結果であり，主筋の引張強度は JIS G 3112[3)]に準じて行った試験結果である．柱のコンクリートの呼び強度は 24 N/mm^2 であり，柱の主筋については，種類は SD295A であり，呼び名は D13 である．



(a) コンクリート



(b) 主筋

図 2-2　柱材料の応力とひずみの関係

表 2-1　柱の材料特性

(a)　コンクリート

コンクリートの種類	呼び強度 (N/mm^2)	スランプ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	セメントの種類	ヤング係数 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)
普通	24	18	20	N	14,200	32.9

(b)　主筋

種類	呼び名	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
SD295A	D13	202,000	373	515	27

表 2-1 (b)に示す主筋の結果は，図 2-2 (b)に示す公称応力と公称ひずみの関係を用いて示した．図 2-2 (b)には，後述する計算に用いる試験結果の真応力と真ひずみの関係も併せて示した．真応力と真ひずみは，引張試験による部材の断面積の減少を考慮して，実際の面積をもとにした値である．真応力と真ひずみは，公称応力と公称ひずみの値を用いて，以下のように計算した．

$$\sigma_{\mathrm{ts}} = \sigma_{\mathrm{s}}(\varepsilon_{\mathrm{s}} + 1) \tag{2-1}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{ts}} = \ln(\varepsilon_{\mathrm{s}} + 1) \tag{2-2}$$

σ_{s}: 主筋の公称応力

ε_{s}: 主筋の公称ひずみ

σ_{ts}: 主筋の真応力

$\varepsilon_{\mathrm{ts}}$: 主筋の真ひずみ

2.2.3　切削形状

実務者ヒアリングの結果より，柱の望ましい切削形状は，図 1-3 に示すように，柱転倒の前方に位置するコンクリートを削り，転倒後方の主筋を切断して，転倒前方の主筋を残すとのことであった．そこで，本報では，この切削形状の妥当性を検討するため，図 2-3 に示す 6 タイプの試験体を用意して検討を行った．図には，後述する計算方法により求めた最大強度時の中立軸の位置も示した．

図 2-3 に示すように，各試験体名は，I-1，I-2，I-3，I-4，I-5，I-6 であり，I-1 は，本報における標準試験体である．I-1 は，望ましいと考えられる切削形状で，前方のコンクリートを削り，前方の主筋を転倒方向に対して 2 列残したものである．

I-2 と I-3 は，I-1 と主筋の残した位置は同じであるが，コンクリートが残る部分を調整した試験体である．I-2 は，I-1 に比べて，コンクリートの残り量を転倒の直角方向に増やし，2 本の主筋をコンクリートに被覆した状態で残した試験体であり，I-3 は，I-1 に比べて，コンクリートの残り量を減らした試験体である．

I-4，I-5，I-6 は，I-1 とコンクリートの残り量は同じであるが，主筋の残り本数を調整した試験体である．I-4 は，主筋を転倒方向に 3 列残した試験体であり，I-5 は，前方主筋を切断して，後方主筋を 2 列残した試験体である．また，I-6 は，中央の主筋を 1 列のみ残した試験体である．

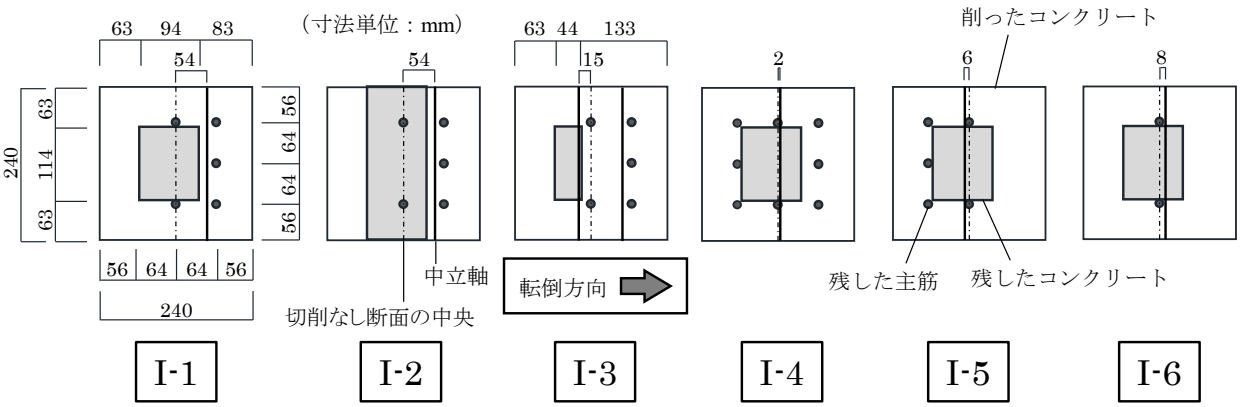


図 2-3　実験 I の切削部分の断面

2.2.4　実験概要

実験概要を図 2-4 に示す．図 2-4 に示すように，鉄骨冶具を用いて試験体を反力床に固定した．柱を転倒させることを模擬して，柱の高さ 2.9 m の位置にオイルジャッキを設置して，水平方向に加力した．

加力の際に，オイルジャッキに設置したロードセルにより，柱に作用する水平荷重を計測し，ワイヤ変位計を用いて，柱の転倒変位を計測した．変位は，オイルジャッキと試験体の接点（以後，この接点を加力点とする.）と試験体の高さ方向の中央を計測し，加力点については，変位計を 2 個用いて柱の転倒変位を計測した．変位計 2 個の間隔は，高さ方向に 25 cm である．

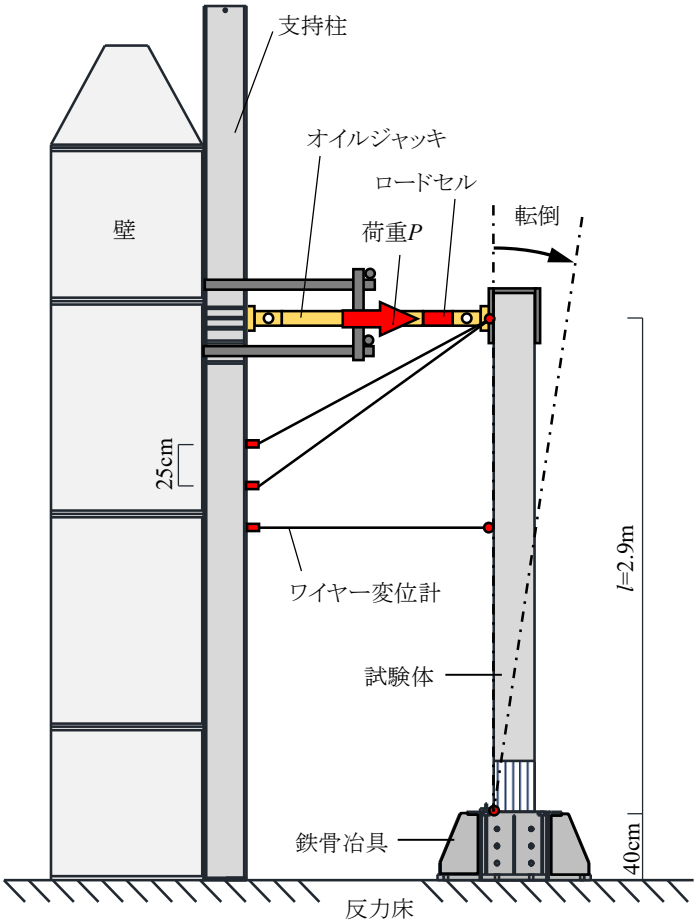


図 2-4　実験概要

2.2.5　柱下端の曲げモーメントと柱の部材角の計算

実験の計測結果を用いて，柱下端の曲げモーメント M と柱の部材角 θ を，以下のように計算した．式の記号は図 2−5 を参照する．

$$M = P(l_{\mathrm{c}} - y_{\mathrm{c1}}) + W_c x_{\mathrm{c2}} \tag{2-3}$$

$$\theta = \frac{x_{\mathrm{c1}}}{l_{\mathrm{c}} - y_{\mathrm{c1}}} \tag{2-4}$$

P: ロードセルによる荷重の計測値

W_{c}: 柱の重量

l_{c}: 柱下端から加力点までの元高さ

x_{c1}: 加力点の水平変位

x_{c2}: 柱中央の水平変位

y_{c1}: 加力点の鉛直変位

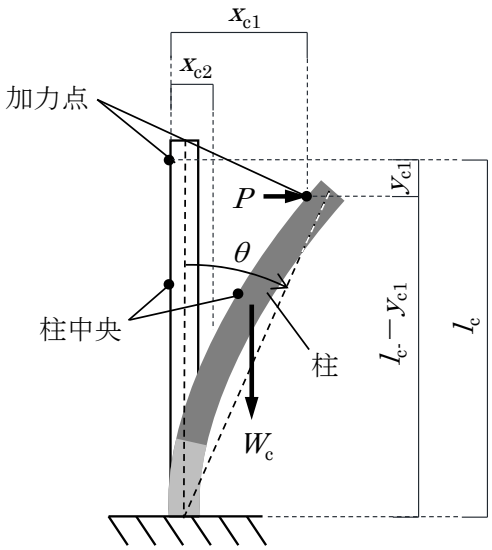
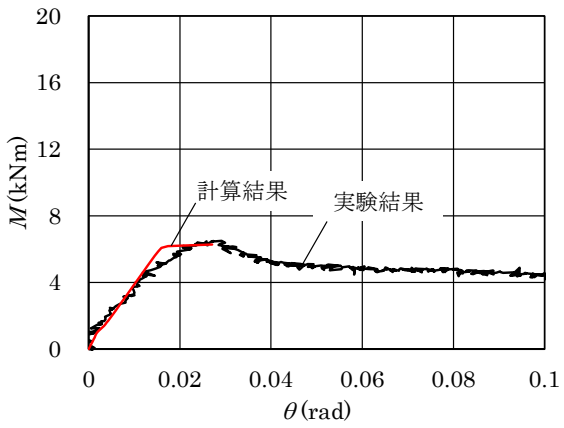


図 2-5　柱の転倒

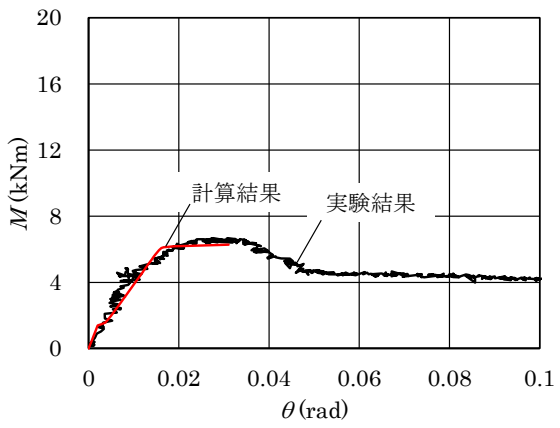
2.2.6　実験結果

実験結果を図 2-6 と表 2-2 に，試験体の破壊状況を図 2-7 に示す．図 2-7 は計測結果より求めた柱下端の曲げモーメント M と柱の部材角 θ の関係である．表 2-2 には，M の最大値 M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50%までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．

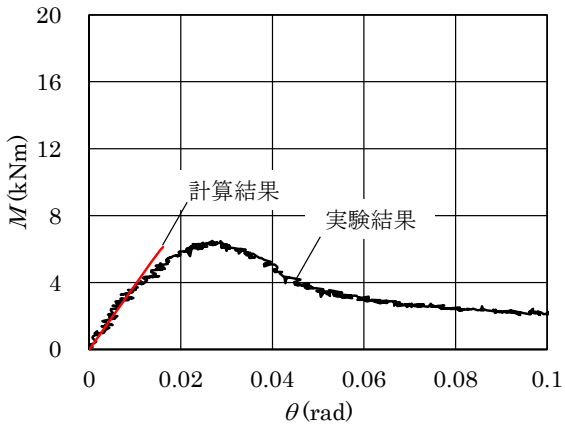
図 2-3 に示すように，I-1，I-2，I-3 は，中立軸より前方にコンクリートがないため，実験による柱転倒時にコンクリートには引張力のみが作用し，コンクリートの圧縮による抵抗はほぼなかったと考えられる．I-1，I-2，I-3 の M_u と K の値はほぼ同じであったが，これは、これらの試験体のコンクリート強度が影響しなかったためであると考えられる．I-2 のように主筋の一部がコンクリートに被覆されていても，M_u と K の値は，被覆されていない I-1 と I-3 とほぼ同じであった．また，図 2-7 より，I-1，I-2，I-3 の柱の転倒強度は，前方主筋の座屈に依存した．前方主筋の座屈に関しては，前方主筋の長さに依存すると考えられたので，2.3 章において，切削高さをパラメータとして，さらに検討した．



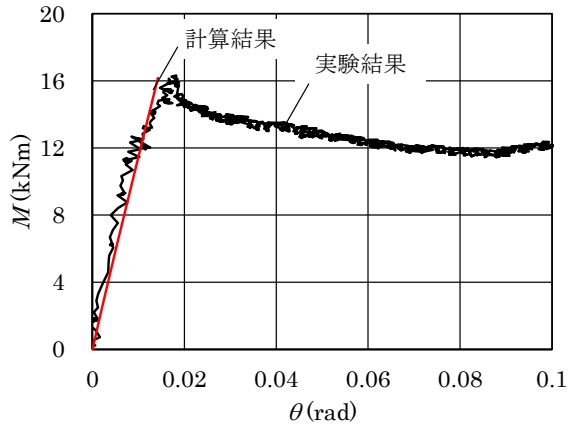
(a)　I-1



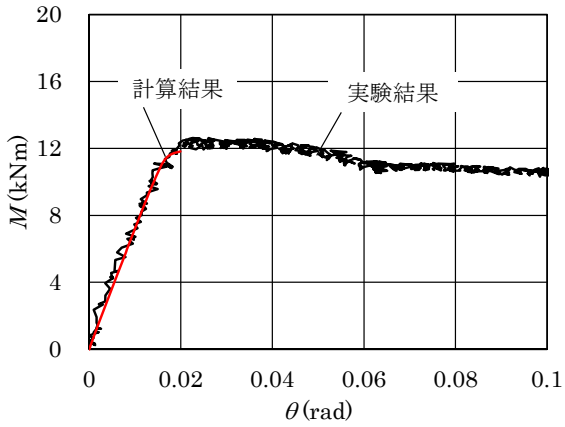
(b)　I-2



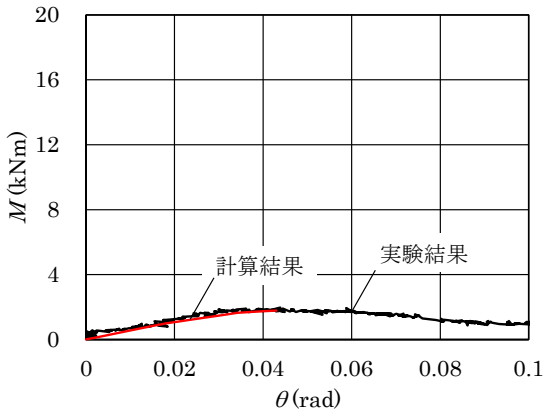
(c)　I-3



(d)　I-4

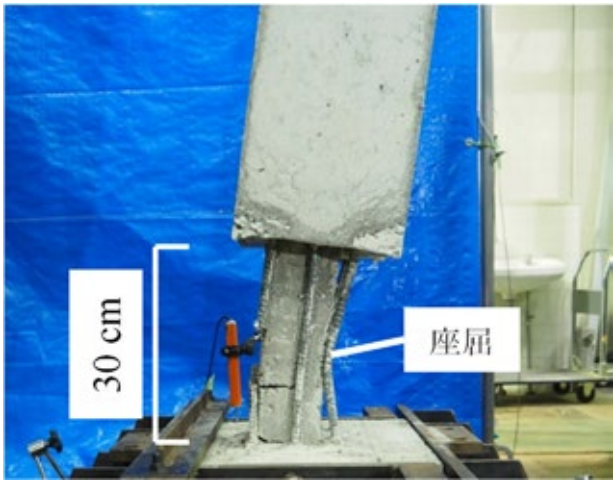


(e)　I-5

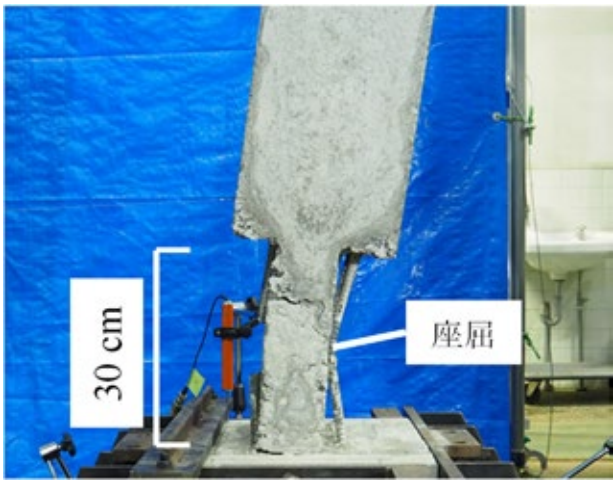


(f)　I-6

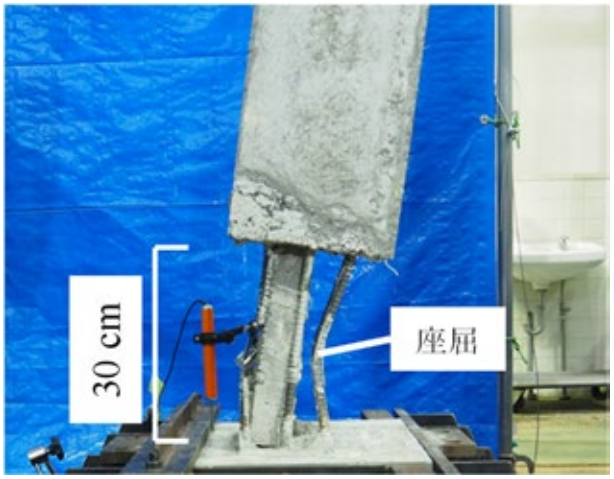
図 2-6　試験体 I の曲げモーメント M と部材角 θ の関係



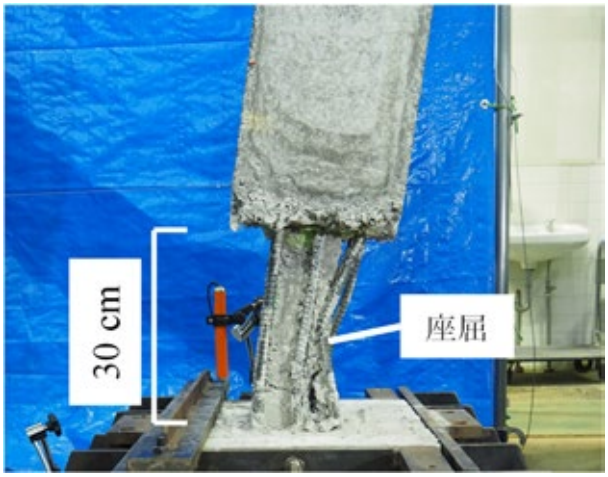
(a)　I-1



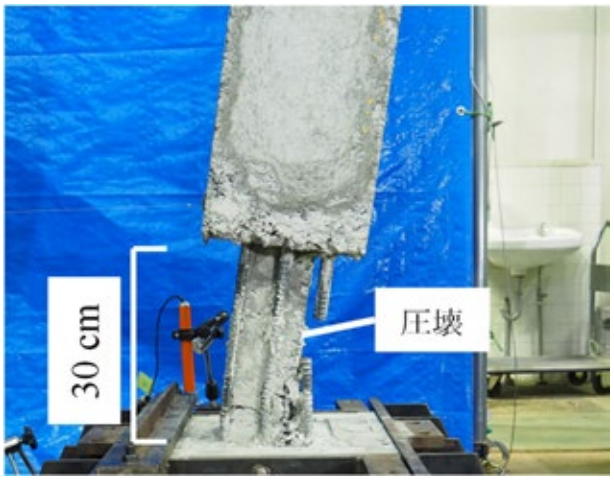
(b)　I-2



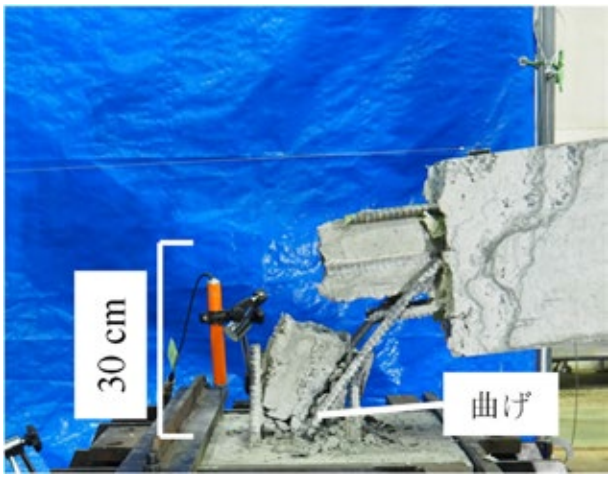
(c)　I-3



(d)　I-4



(e)　I-5



(f)　I-6

図 2-7　試験体 I の破壊状況

表 2-2　試験体 I の実験結果

試験体	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
I-1	425	6.50	0.029
I-2	446	6.68	0.028
I-3	395	6.49	0.027
I-4	1325	16.31	0.018
I-5	798	12.63	0.023
I-6	73	1.96	0.044

図 2-3 に示すように，I-4，I-5，I-6 では，中立軸より前方にコンクリートがあったため，柱の転倒強度はコンクリートの圧縮強度に影響を受けたと考えられる．M_u の値は， I-4，I-5，I-6 の順に大きく，主筋の列数が多いほど M_u の値は大きかった．I-4 と I-5 の柱の転倒強度は，中立軸より前方のコンクリートが一部圧壊した後，前方主筋の座屈に依存した．I-6 は，主筋が 1 列であるため，中立軸より前方のコンクリートが一部圧壊した後，主筋の曲げにより柱が転倒した．

I-5 は，I-1 の柱断面を 180 度回転させた場合とほぼ同じ切削形状である．従って，I-5 は，I-1 が建物の外側に転倒した場合の柱の転倒強度とほぼ同じなる．表 2-2 より，I-5 の M_u の値は，I-1 の M_u の値の約 2 倍であり，I-1 を建物の内側に転倒させるよりも，建物の外側に転倒させる方が転倒しにくいことになる．I-1 は，柱が建物の外側に転倒する公衆災害を防止しながら，建物の内側に転倒させるときは，前方主筋が座屈して，比較的転倒しやすい，合理的な切削方法だと考えられる．

I-6 は，主筋が 1 列の切削方法である．図 2-6 と表 2-1 より，I-6 の M_u の値は，他の試験体に比べて低い．これは，I-6 の主筋より前方のコンクリートの面積が小さく，コンクリートの圧縮強度が小さかったことに加えて，主筋が 1 列であるため，コンクリートが圧壊した後，柱の転倒強度が主筋 1 列の曲げ強度のみに依存していたからだと考えらえる．I-6 のように，主筋を 1 列残して，主筋より前方のコンクリート面積が小さい切削方法は，柱の転倒強度が小さく，柱下部の切削作業をしているときに，柱が転倒する危険性があると考えられる．

2.3　実験 II（柱の切削高さの影響）

2.3.1　検討概要

2.2 節において，図 2-3 に示す I-1 は，前方主筋が座屈して，柱は転倒した．座屈強度は，その部材の座屈長さに依存することから，本章では，実験により，切削部分の前方主筋の長さをパラメータとして，柱の転倒強度を検討した．

2.3.2　試験体と実験概要

実験 II に用いた試験体を図 2-8 に示す．試験体の外寸は，図 2-1 に示すものと同じであり，試験体の材料特性は，図 2-2 と表 2-1 に示すものと同じである．この試験体について，柱下端の切削高さが 10cm，30cm，50cm の 3 種類を用意し，試験体名をそれぞれ II-1，II-2，II-3 とした．実験 II の切削形状は図 2-9 に示すとおりであり，本報の標準試験体である図 2-3 の I-1 と同じである．なお，II-2 は I-1 と同じ試験体である．

実験概要は図 2-4 に示すとおりであり，試験体の設置方法，加力方法，計測方法は 2.2 節の実験方法と同じである．

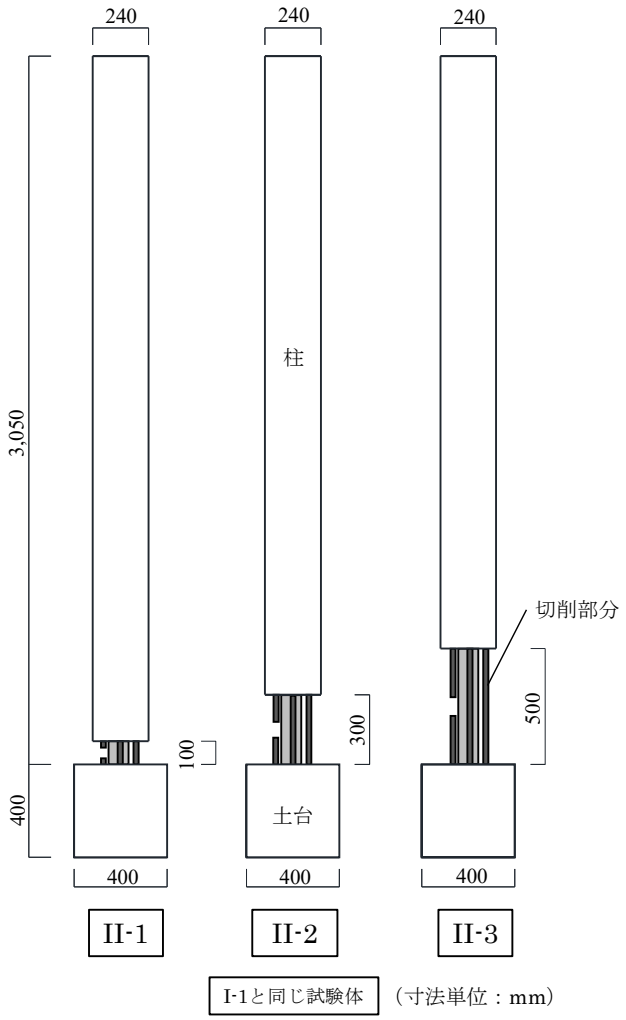


図 2-8　実験 II に用いた試験体の立面図

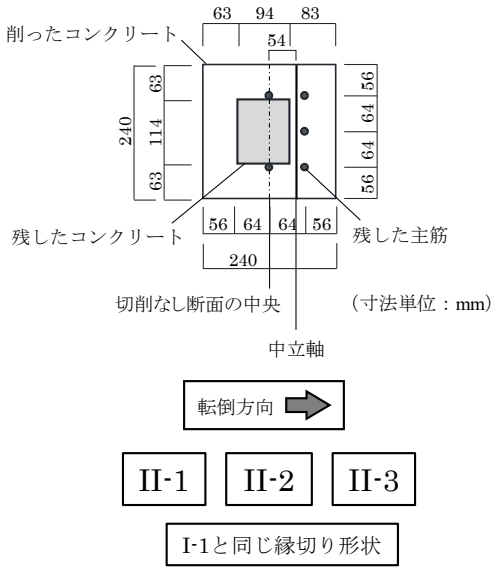


図 2-9　実験 II の切削部分の断面

2.3.3　試験体の切削高さと前方主筋の座屈の関係

試験体の前方主筋の座屈発生の有無を予測するため，前方主筋の限界細長比 Λ と細長比 λ を計算した．これらの計算値を表 2-3 に示す．計算において，主筋の呼び名は D13 であるので，JIS G 3112 に示されている公称直径を用いて，主筋直径を 12.7 mm として計算した [4]．

表 2-3　前方主筋の座屈に関する概要

試験体	切削高さ (cm)	柱の重量 W (kN)	前方主筋			
			呼び名	オイラー荷重 N_e (kN)	細長比 λ	限界細長比 Λ
II-1	10	3.6	D13	763.8	31.5	94.4
II-2	30	3.3		84.9	94.5	
II-3	50	3.1		30.6	157.5	

細長比 λ は座屈強度を表す指標であり，以下のように表される．

$$\lambda = \frac{l_s}{i} \tag{2-5}$$

l_s: 前方主筋の長さ（本報では，切削高さと同じ長さ）

式 5 の i は前方主筋の断面 2 次半径であり，以下のように計算される．

$$i = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} \tag{2-6}$$

I_s: 前方主筋 1 本の断面二次モーメント

A_s: 前方主筋 1 本の断面積

限界細長比 Λ は，座屈が発生するときの荷重が弾性限界荷重に等しくなるときの細長比であり，以下のように表される．弾性限界とは，弾性と塑性の境界のことである．

$$\Lambda = \pi \sqrt{\frac{E_s}{0.6\sigma_y}} \tag{2-7}$$

π: 円周率

E_s: 前方主筋のヤング係数

σ_y: 前方主筋の降伏点

表 2-3 に示す II-1 の場合のように，前方主筋の λ が Λ より小さいと，柱の転倒強度は，前方主筋の曲げまたは非弾性座屈に依存する．II-2 の場合のように，前方主筋の λ と Λ がほぼ同じ値であると，柱の転倒強度は，前方主筋の降伏点付近での座屈に依存する．II-3 の場合のように，前方主筋の λ が Λ より大きいと，柱の転倒強度は，前方主筋の弾性座屈に依存する．

ここで、座屈発生に関する参考値として，柱の切削部分より上部の柱の重量と前方主筋のオイラー荷重を表 2-3 に示す．オイラー荷重とは，弾性座屈が発生するときの荷重であり，前方主筋のオイラー荷重 N_e は以下のように表される．

$$N_e = \frac{\pi^2 E_s I_s}{l_s^2} \tag{2-8}$$

表 2-3 より，いずれの試験体もオイラー荷重は柱の重量より大きく，柱の重量が前方主筋のみに作用しても，前方主筋は座屈しない値であった．

2.3.4　実験結果

実験結果を表 2-4 と図 2-10 に，試験体の破壊状況を図 2-11 に示す。図 2-10 は計測結果より，2.2.5 節と同じ方法で求めた柱下端の曲げモーメント M と柱の部材角 θ の関係である．表 2-6 には，M の最大値 M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50%までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．II-2 の実験結果は，I-1 の実験結果を再掲したものである．

表 2-6 より，K の値は切削高さが高くなるほど小さくなっており，切削高さが高いほど変形しやすい結果となった．また，表 2-6 より，II-2 は II-1 より M_u の値が 5％（=(1-6.17/6.50)×100）程度高かった．図 2-11 を見ると，II-1 は，施工誤差により II-2 よりも，前方主筋と転倒方向中央に位置する主筋の距離が，主筋直径程度短かった．このため，II-2 は II-1 より M_u の値が高くなったと考えられる．

II-1 は，図 2-10 (a)に示すように，M_u に達した後，強度がそれほど落ちていない．このため，II-1 の柱の転倒強度は，主筋の曲げに依存したと考えられる．

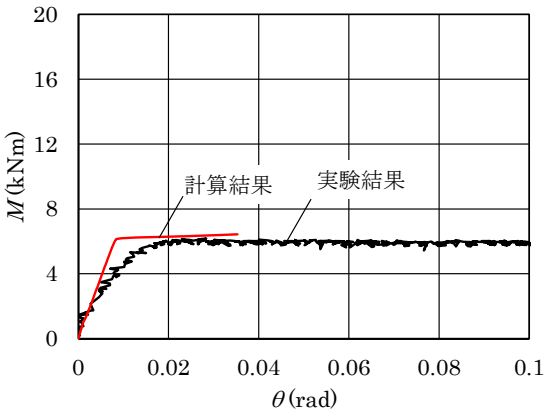
一方，II-2 は，図 2-10 (b)に示すように，M_u 達した後，強度が落ちていることから，M_u に達した時点で，主筋が座屈したと考えられる．表 2-4 に示す II-2 の細長比 λ の値は，限界細長比 Λ の値とほぼ同じ値であることから，II-2 は，降伏点付近で前方主筋が座屈したと考えられる．

II-3 は，他の試験体に比べて M_u の値が小さい．このため，II-3 の柱の転倒強度は，前方主筋の弾性座屈に依存したと考えられる．図 2-11 からも，II-3 は，前方主筋が大きく変形しており，座屈している様子がみられる．

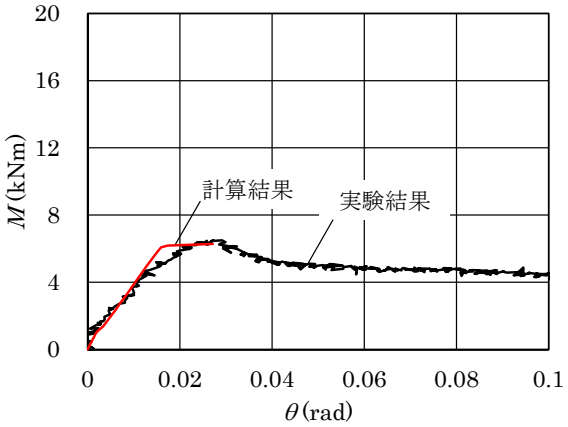
II-1，II-2，II-3 の実験結果は，2．3．3 節に示したように，前方主筋の λ と Λ を比較した予測のとおりになった．I-1 のような切削方法とした場合，前方主筋が弾性座屈するか否かは，前方主筋の λ と Λ を比較することで予測できることが分かった．

表 2-4　試験体 II の実験結果

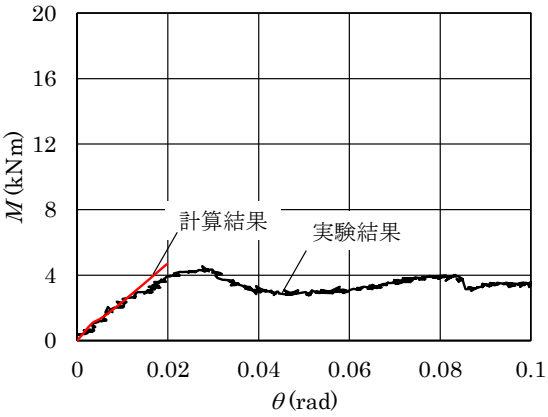
試験体	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
II-1	473	6.17	0.028
II-2	425	6.50	0.029
II-3	213	4.55	0.029



(a)　I-1

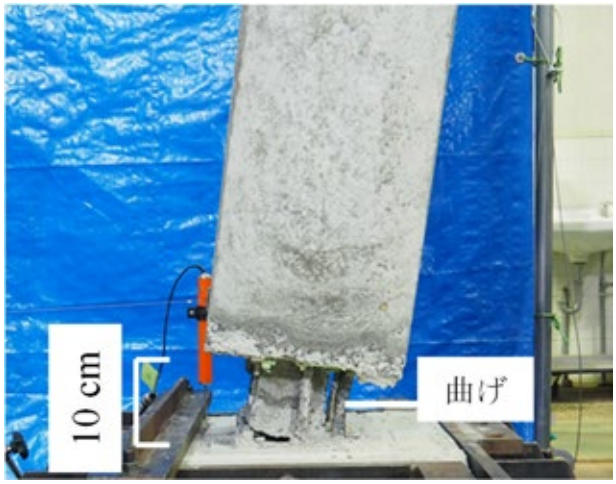


(b)　I-2

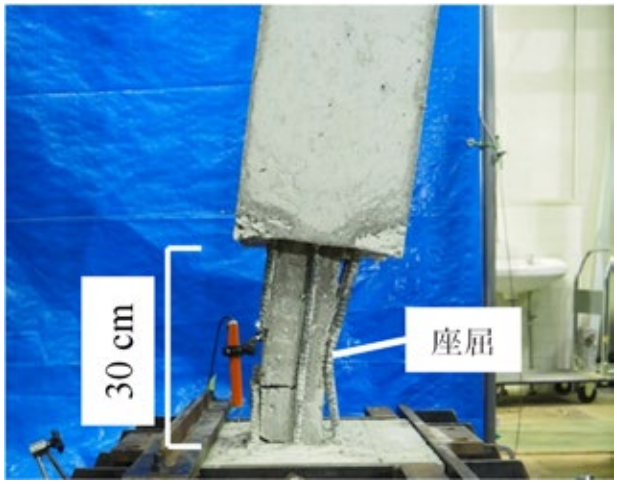


(c)　I-3

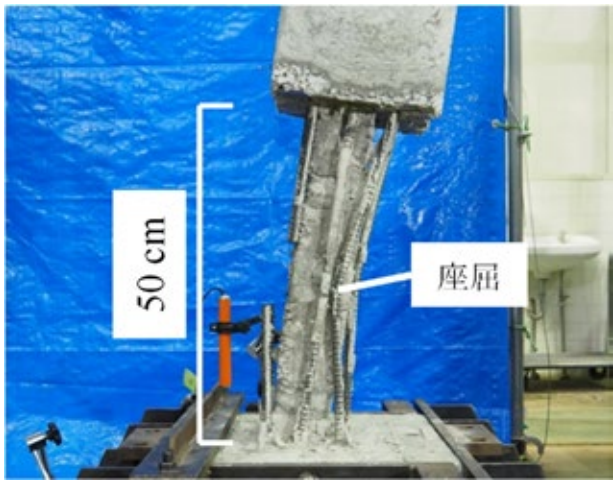
図 2-10　試験体 II の曲げモーメント M と部材角 θ の関係



(a)　II-1



(b)　II-2



(c)　II-3

図 2-11　試験体 II の破壊状況

2.4　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算

2.4.1　計算方法

下部の一部を切削した柱の転倒強度を予測するために, このような柱の転倒強度の計算方法を検討した. 下部の一部を切削したした柱の転倒強度の計算の流れを図 2-12 に示す.

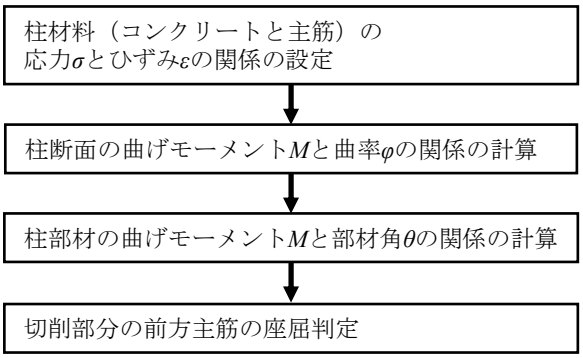


図 2-12　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算の流れ

図 2-12 より，計算では最初に，図 2-2 と表 2-1 の材料試験結果を参考にして，コンクリートと主筋の応力 σ とひずみ ε の関係を仮定した．計算に用いた応力とひずみの関係を図 2-2 に，計算に用いた柱の材料特性を表 2-5 に示す．主筋の応力とひずみの関係は，材料試験の真応力と真ひずみの関係を参考にして仮定した [5].

表 2-5　計算に用いた柱の材料特性

(a) コンクリート

ヤング係数 E_c (N/mm^2)	圧縮強度 σ_{cm} (N/mm^2)	圧縮強度に対応するひずみ ε_{cm}	終局強度 σ_{cu} (N/mm^2)	終局強度に対応するひずみ ε_{cu}
4,200	32.9	0.0035	13.2	0.011

(b) 主筋

主筋直径 d_s (mm^2)	ヤング係数 E_s (N/mm^2)	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	ひずみ硬化開始時のひずみ ε_{sy}	ひずみ硬化時の勾配 E_t (N/mm^2)	引張強さ σ_{st} (N/mm^2)
12.7	202,000	373	0.0194	2,800	515

次に，これらの応力とひずみの関係に従って，図 2-3 に示すそれぞれのモデルの断面について，曲げモーメント M と曲率 φ の関係を計算した.

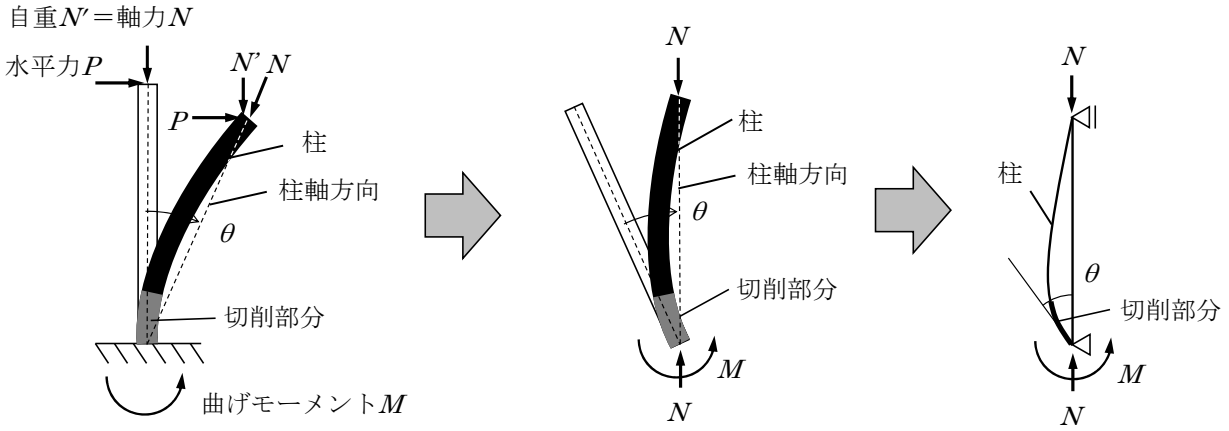
その後，柱の転倒を図 2-13 (c)のようにモデル化し，柱下端の曲げモーメント M と部材角 θ の関係を計算した．この計算では，柱の下端をピン，上端をローラとして，実験試験体の自重と同じ軸力を作用させた状態で，部材下端に曲げモーメント M を与えた.

図 2-13 (a)に示すように，柱に水平力 P と自重 N' が作用すると，柱が転倒して，柱下端部に曲げモーメント M が作用する．この柱の転倒状態を，柱軸方向が鉛直方向になるように向きを変えて示したのが図 2-13 (b)である．この柱の変形状態は，図 2-13 (c)のように柱の下端をピン，上端をローラとして，柱下端に曲げモーメント M を作用させた場合と同じになる．ここで，図 2-13 (a)に示すように，柱の自重 N' が柱の頂部に作用すると仮定すると，柱に作用する軸力 N は，柱転倒前は自重 N' と同じ値であるが，柱が転倒すると，自重 N' と水平力 P の柱軸方向成分の和の値になり，柱の転倒に伴って柱に作用する軸力 N は変動する．ただし，その変動幅は，柱の降伏軸力比の数パーセントと僅かであることから[6]，本報では，柱に作用する軸力 N を，柱の自重 N' が一定に作用するとして計算した.

柱下端の曲げモーメント M と部材角 θ の関係の計算において，部材の変形は，先に計算した柱断面の $M-\varphi$ 関係に従うものとした. 計算モデルの外寸については, 図 2-1 と図 2-8 に示す柱部分と同じとした.

さらに，切削部分の前方主筋が座屈することを考慮して，切削部分の前方主筋に作用する軸力と曲げモーメントの関係から，座屈発生の有無を判定した．計算は，主筋の圧縮応力または引張応力が引張強さの値に達するか，前方主筋が座屈すると判定されるまで行った.

なお，この計算方法の詳細については，本報の付録 1 に示した.



(a) 柱の転倒　　(b) 柱の転倒時に作用する力　　(c) 計算モデル

図 2-13　柱転倒のモデル化

2.4.2　計算結果

実験 I に関する試験体の計算結果を図 2-6 と表 2-6 (a)に示し. 実験 II に関する試験体の計算結果を図 2-10 と表 2-6 (b)に示す.　これらの表には先の実験結果も併せて示した．図に示したのは，柱下端の曲げモーメント M と柱の部材角 θ の関係である．表 2-6 には，図 2-6 と図 2-10 より得られた M の最大値 M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50 %までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．図 2-6，図 2-10，表 2-6 より，計算結果は実験結果と概ね良い対応を示しており，本計算方法により，下部の一部を切削した柱の M_u を推定できると考えられる．

表 2-6　計算結果と実験結果の比較

(a)　実験 I の試験体（計算結果）

試験体	K' (kNm/rad)	M_u' (kNm)	θ_u' (rad)
I-1	396	6.28	0.027
I-2	405	6.28	0.031
I-3	385	6.13	0.016
I-4	1165	16.16	0.014
I-5	727	11.81	0.020
I-6	55	1.78	0.043

(b)　実験 I の試験体（実験結果）

試験体	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
I-1	425	6.50	0.029
I-2	446	6.68	0.028
I-3	395	6.49	0.027
I-4	1325	16.31	0.018
I-5	798	12.63	0.023
I-6	73	1.96	0.044

(c)　実験 II の試験体（計算結果）

試験体	K' (kNm/rad)	M_u' (kNm)	θ_u' (rad)
II-1	767	6.43	0.035
II-2	396	6.28	0.027
II-3	250	4.68	0.020

(d)　実験 II の試験体（実験結果）

試験体	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
II-1	473	6.17	0.028
II-2	425	6.50	0.029
II-3	213	4.55	0.029

2.5　まとめ

本章では，実験と計算により柱の切削方法について検討した．検討結果をまとめると，以下のようになる．

① 本研究の標準試験体 I-1 は，望ましいと考えられる切削形状であり，前方のコンクリートを削り，前方の主筋を転倒方向に対して 2 列残したものである．この I-1 は，柱が建物の外側に転倒する公衆災害を防止しながら，建物の内側に転倒させるときは，前方主筋が座屈して，比較的転倒しやすい，合理的な切削方法だと考えられる．

② I-1 のような切削形状とした場合，前方主筋の座屈発生の有無は前方主筋の座屈長さに依存し，前方主筋の細長比が限界細長比より大きいと，前方主筋が弾性座屈することが分かった．

③ I-6 のように，主筋を 1 列残して，主筋より前方のコンクリート面積が小さい切削方法は，柱の転倒強度が小さく，柱下部の切削作業をしているときに，柱が転倒する危険性があると考えられる．

④ 本研究で検討した計算方法により，下部の一部を切削した柱の転倒強度をある程度予測できることがわかった．

参考文献

1) JIS A 1107，コンクリートからのコアの採取方法 及び圧縮強度試験方法，日本産業規格，2012.

2) JIS A 1149，コンクリートの静弾性係数試験方法，日本産業規格，2017.

3) JIS G 3112，鉄筋コンクリート用棒鋼，日本産業規格，2010.

4) 桑村仁，圧縮材，鋼構造の性能と設計，pp.85-108，2002.

5) 新井祐一郎，半貫敏夫，秋山宏，従来スカラップ工法による実大鋼構造柱梁接合部の延性破壊―脆性破壊遷移実験，日本建築学会構造系論文集，73，pp. 1649-1656，2008.

6) 高橋弘樹，高梨成次，堀智仁，転倒工法における柱の縁切り型に関する検討，労働安全衛生研究，Vol. 13, No. 2, pp. 117-124，2020.

3. 外壁の切削方法等の検討

3.1　検討方法

外壁の適切な切削方法等を検討するために，切削形状や切削高さ等をパラメータとして，外壁の転倒実験を行った．さらに 2.4 節で検討した計算方法により，外壁の転倒強度を計算し，この計算方法の妥当性を検討した．

3.2　実験 III（外壁の切削形状の影響）

3.2.1　試験体

外壁の端に柱を有する場合の解体を検討するため，柱と壁を組み合わせた供試体の転倒実験を行った．本実験を実験 III とする．実験 III に用いた試験体を図 3-1 に示す．試験体の形状は，実務者ヒアリングの結果を参考にして，柱 1 本に壁と梁を組み合わせたものとした．図 3-1 より，試験体は壁，柱，梁，土台により構成され，土台以外が外壁部分になる．外壁部分の高さは約 3 m であり，水平長さは 1.74 m である．壁の厚さは 15 cm であり，柱の断面は 24 cm×24 cm，梁のせいは高さ 30 cm×幅 24 cm である．また，外壁部分の重量は，約 20 kN である．

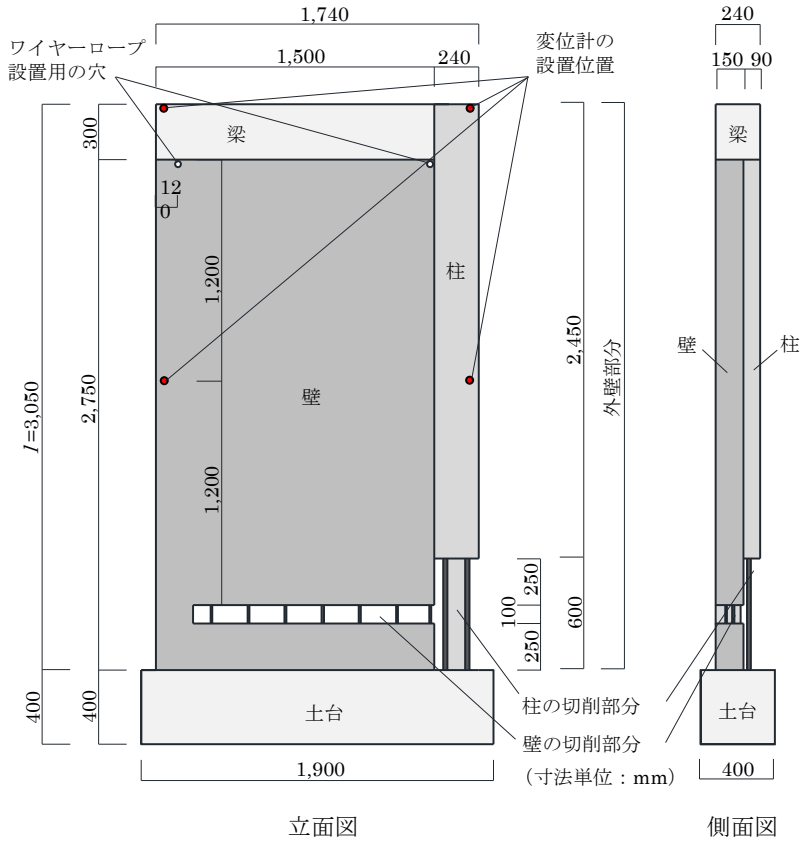
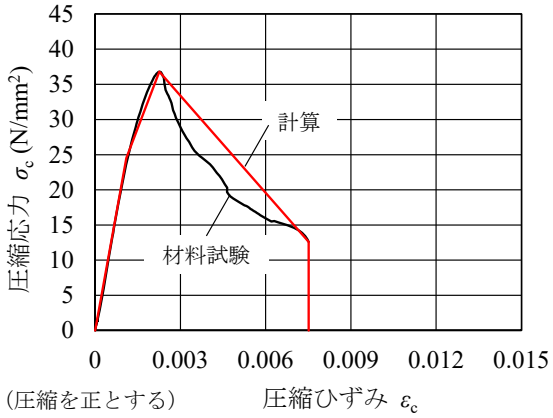


図 3-1　実験 III に用いた試験体

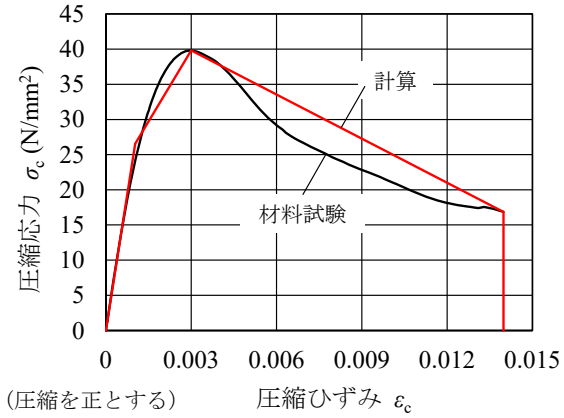
実務者ヒアリングの結果より，解体現場では，柱部分の切削高さを 60 cm～80 cm 程度にするとのことであった．また，壁部分は，柱の切削高さの半分の位置を中心に，高さ 10 cm を切削するとのことであった．そこで，柱部分については，柱の下端から高さ 60 cm までを切削し，壁部分については，柱の切削高さの半分の位置を中心に，高さ 10 cm を切削した．なお，外壁の転倒強度に及ぼす柱の切削高さの影響については，3.3 節で検討する．

3.2.2　材料特性

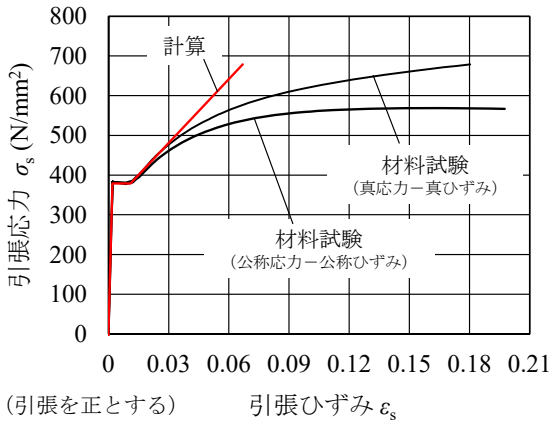
外壁試験体のコンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係を図 3-2 に，材料特性を表 3-1 に示す．コンクリートについては圧縮試験を行い，鉄筋については引張試験を行った．試験体の壁および柱のコンクリートの呼び強度は 24 N/mm^2 である．壁の縦筋については，種類は SD295A であり，呼び名は D10 である．柱の主筋については，種類は SD345 であり，呼び名は D22 である．表 3-1 に示すコンクリートの圧縮強度は JIS A 1107[1)]と JIS A 1149[2)]に準じて行った試験結果であり，鉄筋の引張強度は JIS G 3112[3)]に準じて行った試験結果である．



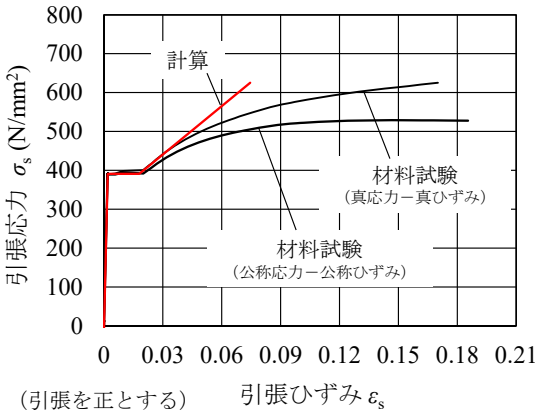
(a) 柱コンクリート



(b) 壁コンクリート



(c) 柱主筋



(d) 壁縦筋

図 3-2　材料の応力とひずみの関係

表 3-1　試験体の材料特性

(a)　コンクリート

試験体の部位	コンクリートの種類	呼び強度 (N/mm^2)	スランプ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	セメントの種類	ヤング係数 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)
柱	普通	24	18	20	N	22,300	36.8
壁	普通	24	18	20	N	25,800	39.9

(b)　鉄筋

試験体の部位	種類	呼び名	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
柱主筋	SD345	D22	190,000	382	568	24
壁縦筋	SD295A	D10	206,000	391	529	27

3.2.3　切削形状

試験体の切削部分の平面の断面を図 3-3 に示す．試験体は 4 タイプ用意し，試験体名を図 3-3 に示すように，それぞれ III-1，III-2，III-3，III-4 とした．

図 3-3 より，III-1 は，解体現場で多く採用されている切削形状であり，本研究における標準試験体である．III-1 の柱は前方の主筋を 2 列残し，前方のコンクリートを削った．壁は，壁の端を削らず，それ以外のコンクリートを削り，縦筋は残した．

III-2 も解体現場で採用されている切削形状の一つである．III-2 の柱の切削形状は III-1 と同じであるが，壁は，壁の端と転倒方向前方を残して，後方のコンクリートを切断し，主筋を 1 列切断した．

III-3 は，壁のコンクリートを全て削ったモデルであり，III-1 と比較して，壁の端のコンクリートの影響を調べるためのモデルである．

III-4 は，切削部分として切りすぎと考えられるモデルであり，柱と壁ともに，前方のコンクリートと主筋または縦筋を削り，主筋と縦筋が 1 列になるように残したモデルである．

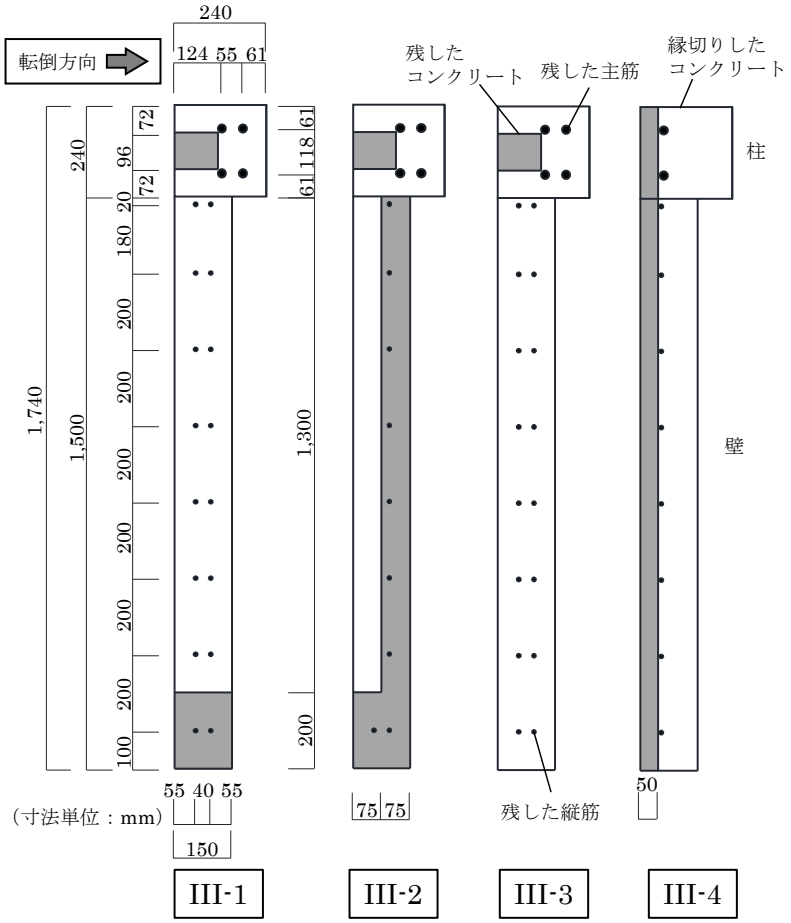


図 3-3　試験体の切削部分の平断面体

3.2.4　実験概要

実験概要を図 3-4 に示す．図 3-4 に示すように，試験体の土台に鉄製治具 I を設置し，試験体を反力床に固定した．解体現場では，図 1-2 に示すように，外壁の梁にワイヤロープを 2 本巻き付け，それらのワイヤロープを，それぞれ 1 スパン離れた柱に設置して，レバーホイストを用いて，外壁を引き倒している．この状況を再現するため，本実験では，2 本のワイヤロープを，それぞれ図 3-1 に示す試験体にあけたワイヤロープ設置用の穴に通して，図 3-5 に示すように，シャックルを用いて梁に巻き付けた．さらに，それらのワイヤロープを，図 3-4 に示すように，試験体から水平に 6.5m 離れた鉄製治具 II に，ワイヤクリップとレバーホイストを介して設置した．ワイヤロープは，解体現場で一般的に使用されている 6×24，直径 14 mm の JIS G 3525[4)]に規定されているものを用いた．また，レバーホイストは，定格荷重 3.2t のものを用いた．

実験では，レバーホイストによりワイヤロープに張力を与えて，試験体を引き倒した．このとき，ワイヤロープの上部に設置したロードセルにより，ワイヤロープの引張荷重を計測した．また，図 3-1 と図 3-4 に示す，試験体の上部と中央部の奥行方向の両端付近に，ワイヤ変位計を設置し，試験体の転倒変位を計測した．

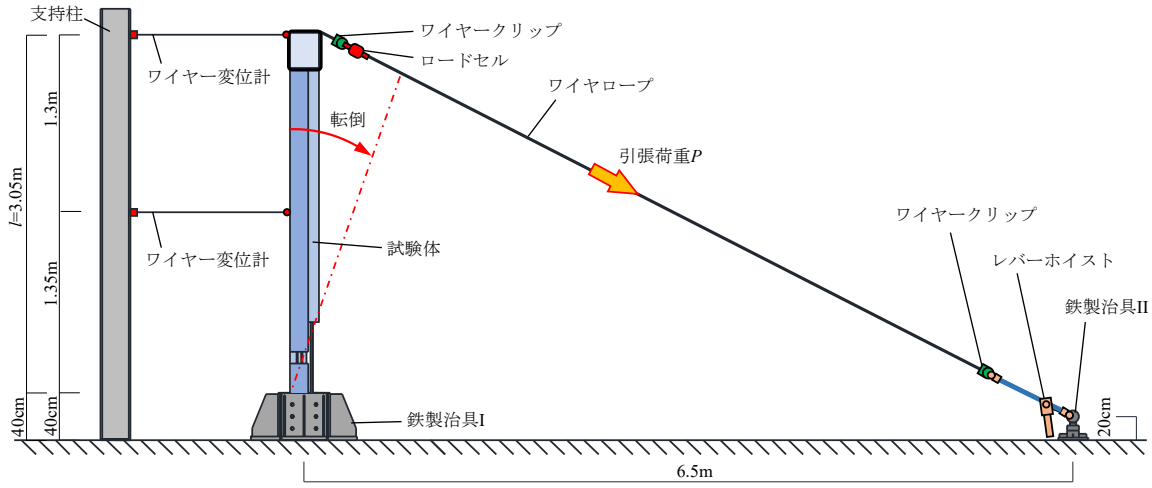


図 3-4　実験概要

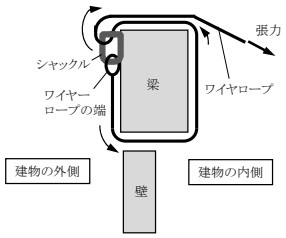


図 3-5 試験体へのワイヤロープの巻き方（梁壁断面図）

3.2.5　外壁下端の曲げモーメントと外壁の部材角の計算

実験の計測結果を用いて，外壁下端の曲げモーメント M と外壁の部材角 θ を，以下のように計算した．式の記号は図 3-6 を参照する．

なお，式 3-1 の x_{w2} の値は，外壁の中央部に設置した 2 つの変位計の平均値を用いて，変位計の位置と外壁の重心位置を線形補間して計算した．

$$M = P_x l_w + P_y x_{w1} + W_w x_{w2} \tag{3-1}$$

$$\theta = \frac{x_{w1}}{l_w} \tag{3-2}$$

P_x：柱側と壁端側の引張荷重の合計値の水平成分

P_y：柱側と壁端側の引張荷重の合計値の鉛直成分

W_w：外壁の重量

l_w：外壁の高さ

x_{w1}：試験体頂部の水平変位の平均値

x_{w2}：外壁の重心位置の水平変位

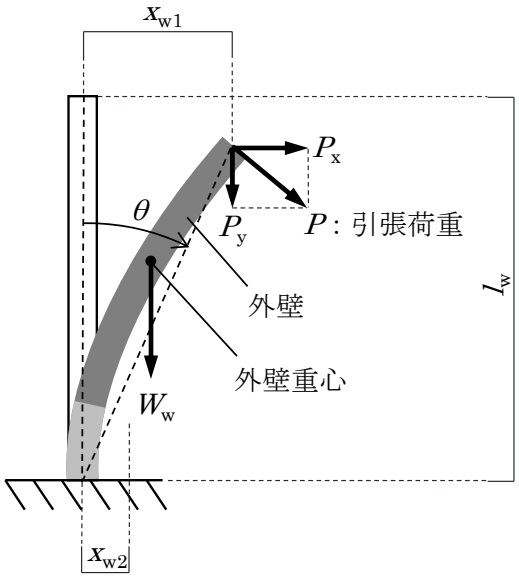


図 3-6 外壁の転倒

3.2.6　実験結果

実験結果を図 3-7 と表 3-2 に，柱下部の破壊状況を図 3-8 に，試験体の破壊状況を図 3-9 に示す．図 3-7 は計測結果より求めた外壁下端の曲げモーメント M と外壁転倒の部材角 θ の関係である．表 3-2 には，M の最大値である M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50%までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．

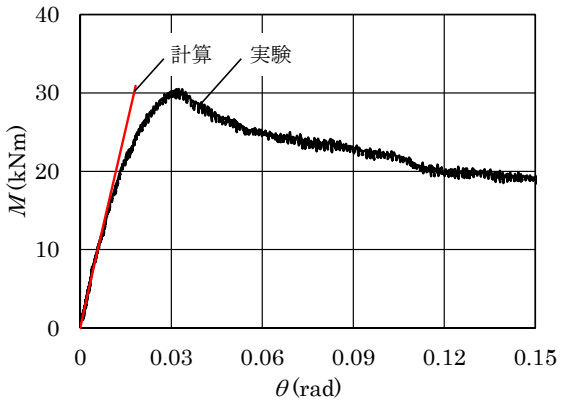
図 3-7 と表 3-2 より，試験体 4 体のうち，最も M_u の値が大きかったのは，III-1 であり，次いで III-2 の値が大きかった．どちらの試験体も，K と θ_u の値は，ほぼ同じであり，外壁の転倒強度は，図 3-8 に示すように，柱の前方主筋の座屈に依存した．$M-\theta$ 関係における，M_u に達した後の負勾配は， III-1 よりも III-2 の方が緩やかだった．これは，図 3-3 に示す III-2 の壁の前方にあるコンクリートの圧縮強度の影響だと考えらえる．ただし，III-1 の負勾配も急激に減少しているわけではないため，解体現場で III-1 のように切削しても，M_u に達した後に，外壁が直ちに転倒することはないと考えられる．

ここで，III-1 と III-2 の外壁頂部を水平に引っ張った場合を考えると，III-1 は 30.5 kNm / 3.05 m = 10 kN の力が必要であり，III-2 は 26.3 kNm / 3.05 m=8.6 kN の力が必要である．第 4 章で後述するが，外壁に設置するワイヤロープは，直線になるほど張る必要はなく，ややたるみがある状態に張れば，外壁が建物の外側に転倒しても建物外周に設置した足場に当たることはない．第 4 章の実験結果をみると，ややたるみがある状態のワイヤロープの引張力は 0.5kN 程度であり，この張力であれば，III-1 と III-2 は，下部の切削作業中に，外壁が転倒する危険性は低いと考えられる．III-1 と III-2 のどちらの切削形状にするかは，解体現場の状況によると考えられるが，壁部分の切削形状をみると，コンクリートのみを削る III-1 の方が，縦筋も切断する III-2 に比べて作業性は良いと考えられる．

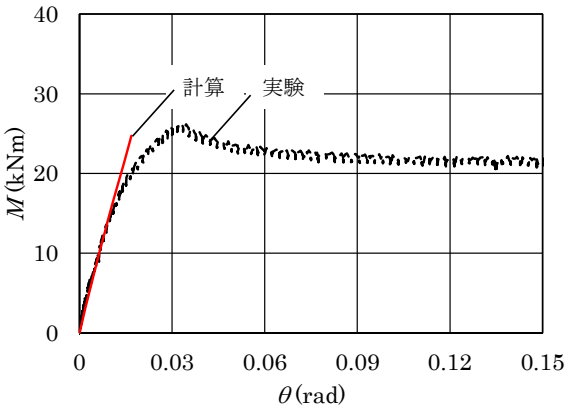
図 3-7 と表 3-2 より，III-3 は III-1 に比べて，M_u の値が 37%程度低かった．図 3-3 に示すように， III-3 の切削部分には，壁にコンクリートがないため，壁の端にコンクリートがある III-1 よりも強度は低くなる．ただし，この部分のコンクリートの面積は大きくなく，外壁の転倒強度に及ぼす影響は小さいと考えられる．それよりも，図 3-9 に示すように，III-3 では，引き倒しているときに外壁がねじれたため，このねじれの方が，外壁の転倒強度の低下に及ぼす影響は大きかったと考えられる．外壁下部を切削するときは，コンクリートを全て削って，主筋と縦筋のみを残すと，外壁が不安定になりやすく危険である．解体現場では，III-1 のように壁の端のコンクリートを残した方が良いと考えられる．

III-4 は，試験体の設置作業中に切削部分のコンクリートが破断し，ワイヤロープを用いて引っ張る前に自立できなくなった．III-4 は，実験におけるワイヤロープの引張荷重はゼロであったため，図 3-7 に示す III-4 の $M-\theta$ 関係は，試験体の自重により外壁下端に作用する曲げモーメントの値のみを示した．表 3-2 に示す III-4 の M_u の値は，外壁が自立していると仮定した場合の外壁の自重による曲げモーメントの計算値である．ただし，この M_u の値は計算値であるため，実際にはこの値より低い値で転倒した可能性

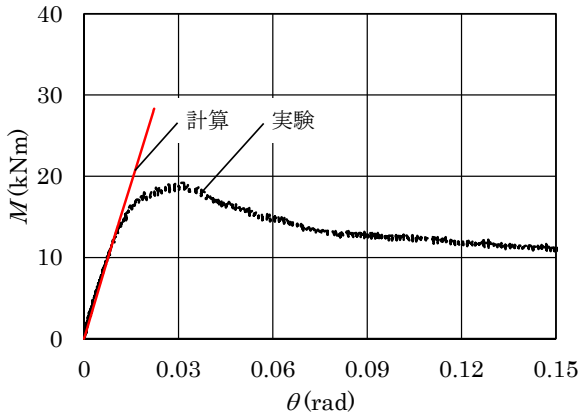
がある．III-４のように，前方のコンクリートと主筋，および縦筋を切削して，壁と柱ともに主筋と縦筋を一列残した切削形状は，外壁が自立することは難しく，切削作業中に外壁が転倒する危険性が高い．III-4のような切削形状は切りすぎであり，解体現場でこのような切削形状にするべきではない．



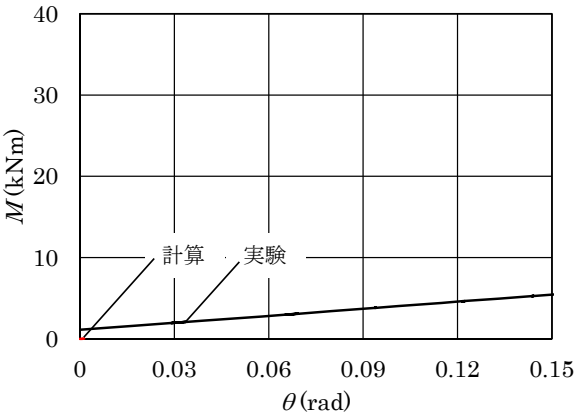
(a) III-1



(b) III-2



(c) III-3

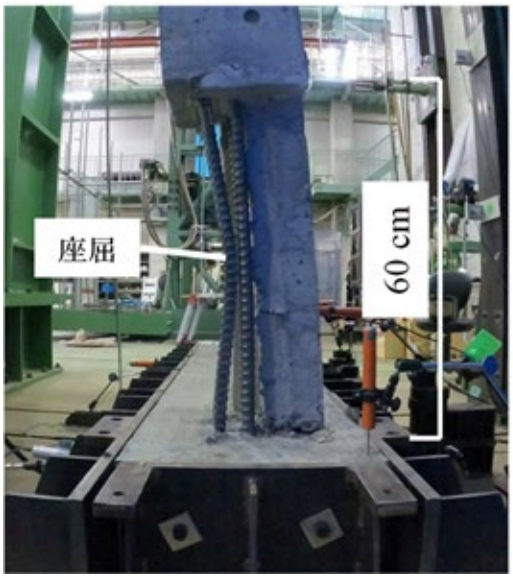


(c) III-4

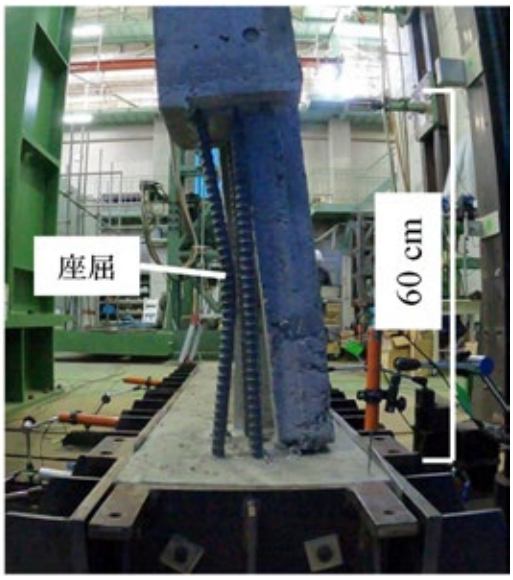
図 3-7　曲げモーメント M と部材角 θ の関係

表 3-2　実験結果

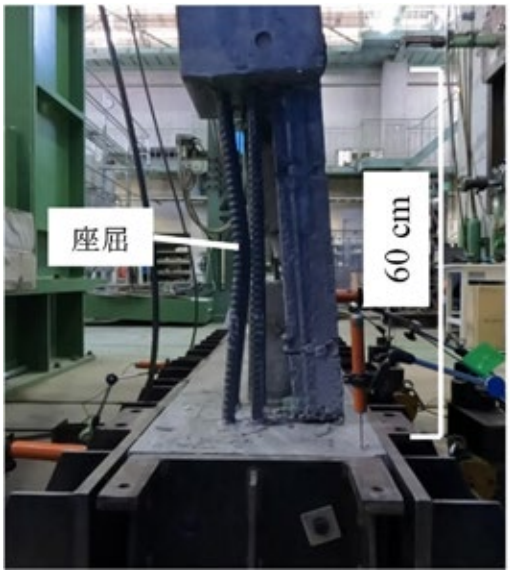
試験体名	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
III-1	1,606	30.5	0.033
III-2	1,557	26.3	0.033
III-3	1,382	19.3	0.030
III-4	–	1.1	0.000



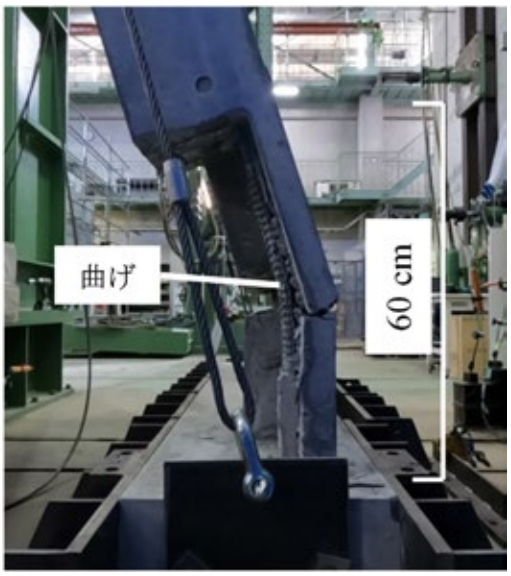
(a) III-1



(b) III-2



(c) III-3



(c) III-4

図 3-8　柱下部の破壊状況

(a) III-1

(b) III-2

(c) III-3

(c) III-4

図 3-9　試験体の破壊状況

3.3　実験 IV（外壁の切削高さの影響）

3.3.1　検討概要

実務者へのヒアリングから，解体現場では，柱部分の切削高さを 60 cm から 80 cm 程度にすることがわかった．そこで，3.2 節では，切削高さを 60 cm とした試験体を用意して，切削形状をパラメータとした実験を行った．

本節では，外壁の転倒強度に及ぼす切削高さの影響を検討するため，切削高さを 80 cm とした試験体を用意して，先の 60 cm の場合と比較した．

3.3.2　試験体と実験概要

実験 IV に用いた試験体 IV-2 を図 3-10 に示す．試験体の外寸は，図 3-1 に示すとおりであり，試験体の材料特性は，図 3-2 と表 3-1 と同じである．IV-2 は，柱部分の切削高さを 80 cm とした試験体で，壁部分については，柱の切削した中間の高さを中心に，高さ 10cm を切削した．その形状は，先の図 3-3 の III-1 と同じである．本節では，III-1 を IV-1 として示し，柱の切削高さ 60 cm の IV-1 と，柱の切削高さ 80 cm の IV-2 を比較した．実験概要は図 3-4 に示したとおりであり，試験体の設置・加力・計測方法は 3.2 節の場合と同じである．

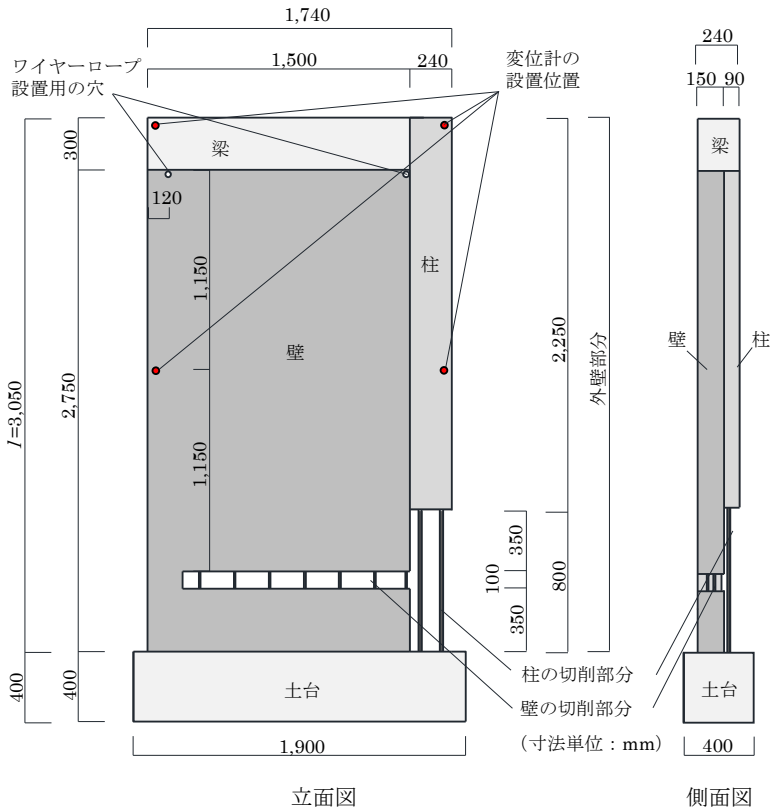


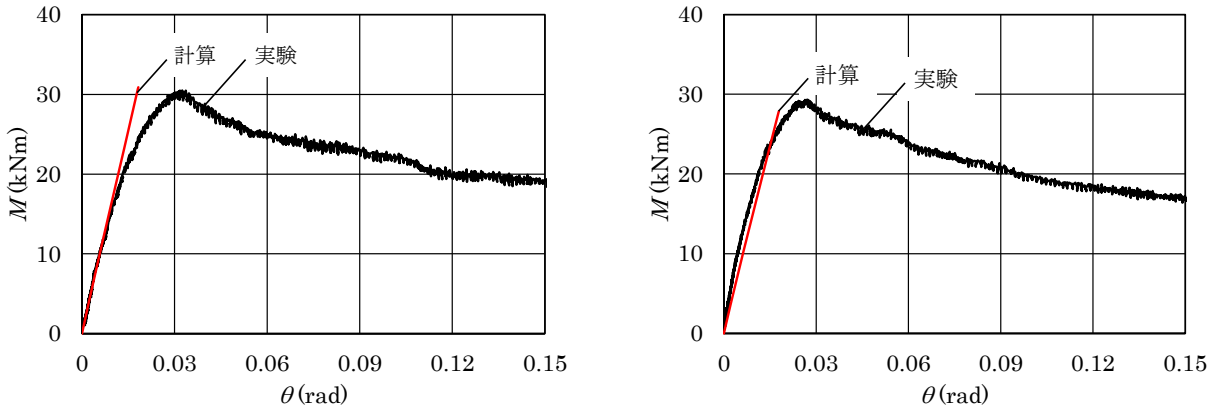
図 3-10　試験体 IV-2

3.3.3　実験結果

実験結果を図 3-11 と表 3-3 に，柱下部の破壊状況を図 3-12 に，試験体の破壊状況を図 3-13 に示す．図 3-11 の縦軸は外壁下端の曲げモーメント M であり，横軸は外壁転倒の部材角 θ である．表 3-3 には，M の最大値 M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50%までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．

図 3-12 より，IV-1 と IV-2 の転倒強度は，ともに柱の前方主筋の座屈に依存した．また図 3-13 より，IV-1 と IV-2 の壁部分は，コンクリートの圧壊が見られた．

一方で，図 3-11，表 3-3 より，IV-2 は IV-1 に比べて，M_u の値が 4%程度低かった．　これは，IV-2 の方が，柱の切削高さが高いため前方主筋の座屈長さが長くなり，オイラー荷重が低くなったためだと考えられる．IV-2 は，IV-1 よりも最大強度の値は低かったが，III-4 のように強度が極端に低いわけではなかった．柱部分の切削高さを 60cm から 80cm 程度にすれば，外壁下部の切削作業中に，外壁が転倒する危険性は低いと考えられる．

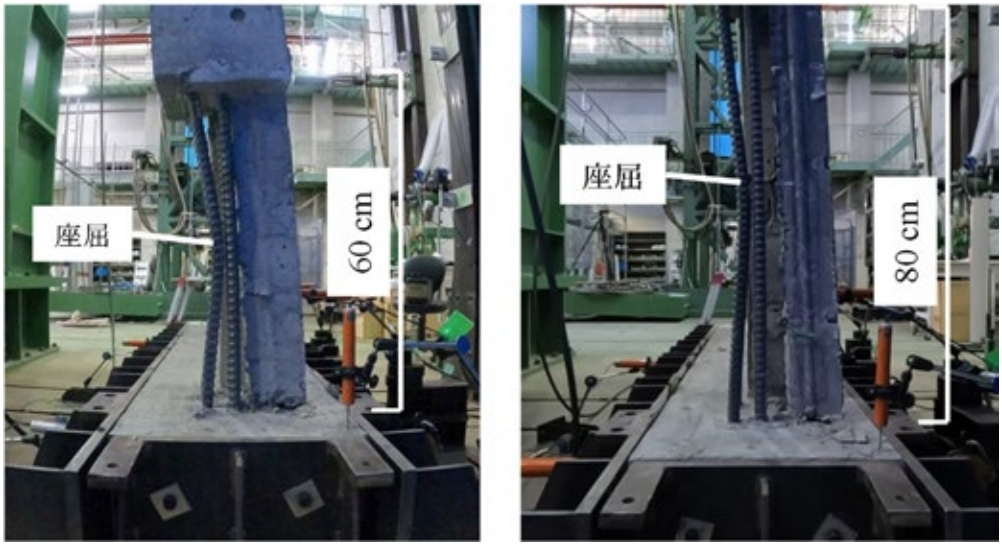


(a) IV-1　　(b) IV-2

図 3-11　曲げモーメント M と部材角 θ の関係

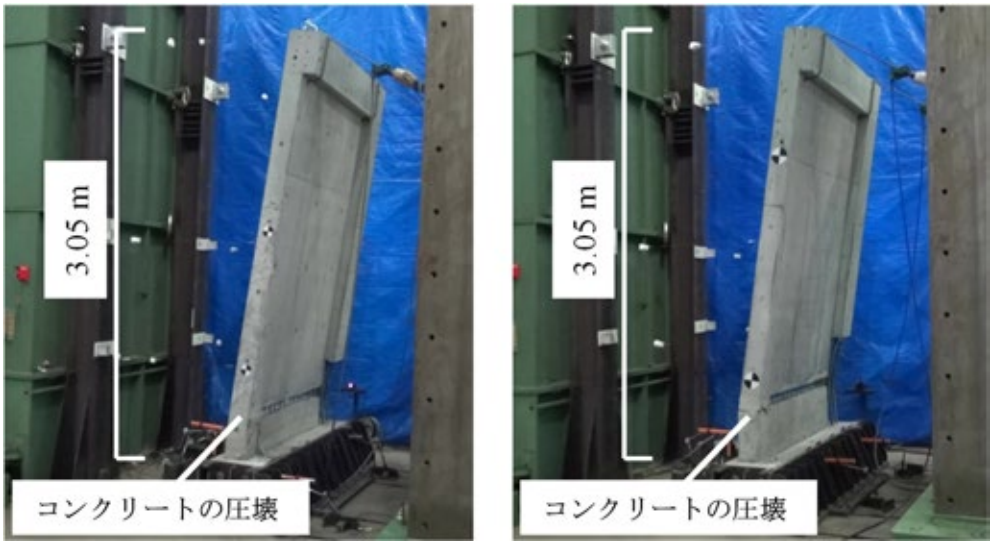
表 3-3　実験結果

試験体名	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
IV-1	1,606	30.5	0.033
IV-2	2,118	29.3	0.027



(a) IV-1　　(b) IV-2

図 3-12　柱下部の破壊状況



(a) IV-1　　(b) IV-2

図 3-13　試験体の破壊状況

3.4　実験 V（外壁上部の床スラブの影響）

3.4.1　検討概要

実務者へのヒアリングから，解体現場では，外壁上部に床スラブの一部が残されて結合した状態の場合があることがわかった．その大きさは建物の内側に 80 cm 程度とのことであった．

本節では，外壁の転倒強度に及ぼす外壁上部の床スラブの影響を検討するため，外壁上部の床スラブが結合した試験体を用意し，実験により，外壁上部に床スラブを有しない試験体と外壁下端の曲げモーメントの最大値 M_u を比較した．床スラブの影響を検討した外壁の転倒実験を実験 V と呼ぶ．

3.4.2　試験体と実験概要

実験に用いた試験体 V-2 を図 3-14 に示す．試験体の外寸は，図 3-1 に示したものと同じであり，試験体の材料特性は，図 3-2 と表 3-1 のとおりである．V-2 は，外壁上部の床スラブと梁を残した試験体で，図 3-15 に示すように，転倒方向に床スラブと梁を 80 cm 残した．切削形状は，本報の標準試験体である図 3-3 の III-1 と同じである．本節では，III-1 を V-1 として示し，外壁上部の床スラブと梁を残さなかった V-1 と，外壁上部の床スラブと梁を残した V-2 を比較した．

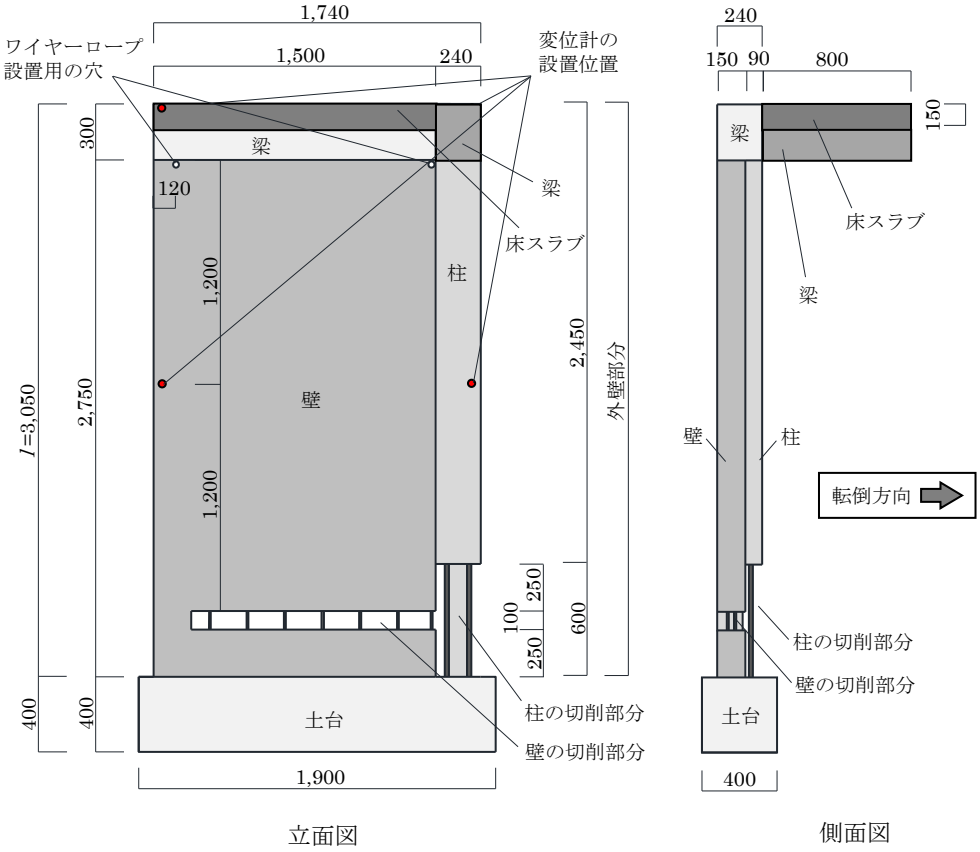


図 3-14　試験体 V-2

V-2 の実験概要は図 3-15 に示すとおりである．V-2 は試験体上部に床スラブと梁があるので，ワイヤロープは，図 3-16 に示すように床スラブに穴をあけて設置した．その他の試験体の設置・加力・計測方法は 3.2 節の場合と同じである．

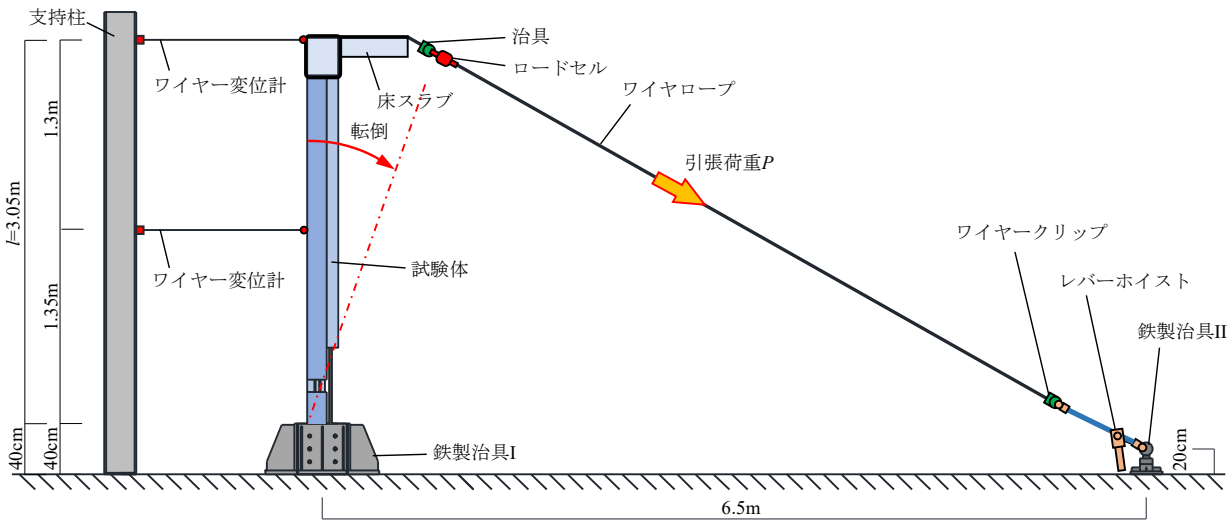


図 3-15　実験概要

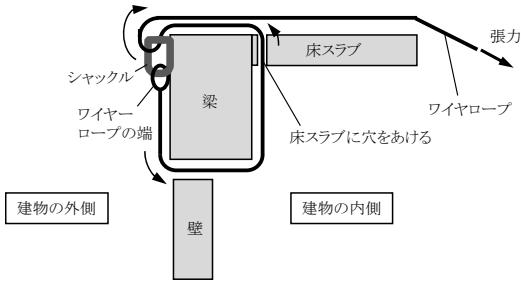


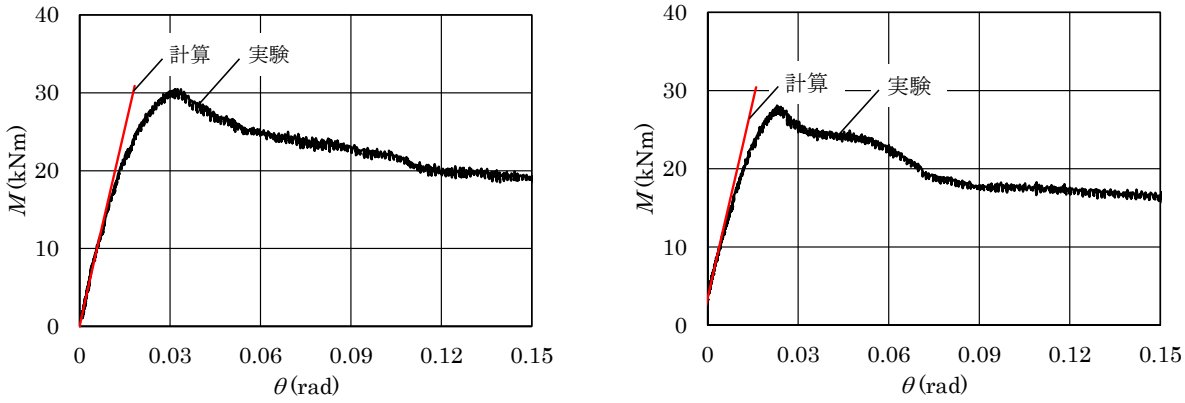
図 3-16　V-2 試験体のワイヤロープの巻き方（梁断面図）

3.4.3　実験結果

実験結果を図 3-17 と表 3-4 に，柱下部の破壊状況を図 3-18 に，試験体の破壊状況を図 3-19 に示す．図 3-17 の縦軸は外壁下端の曲げモーメント M であり，横軸は外壁転倒の部材角 θ である．表 3-4 には，M の最大値である M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50 %までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．

図 3-18 より，V-1 と V-2 の外壁の転倒強度は，ともに柱の前方主筋の座屈に依存した．また図 3-19 より，V-1 と V-2 の壁部分は，コンクリートの圧壊があった．

一方で，図 3-17，表 3-4 より，V-2 は V-1 に比べて，M_u の値が 8 %程度低かった．これは，床スラブの自重による転倒モーメントが外壁の下端部に作用したためだと考えられる．V-2 は，V-1 よりも M_u の値は低かったが，III-4 のように強度が極端に低いわけではなかった．外壁上部の床スラブと梁を 80 cm 程度，転倒させる側に残しても，外壁下部の切削作業中に，外壁が転倒する危険性は低いと考えられる．

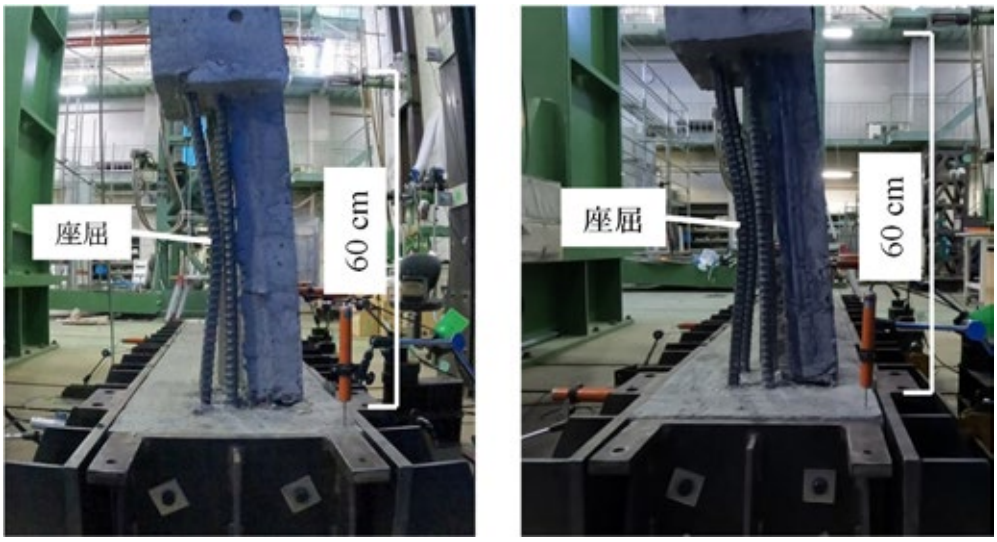


(a) V-1　　(b) V-2

図 3-17　曲げモーメント M と部材角 θ の関係

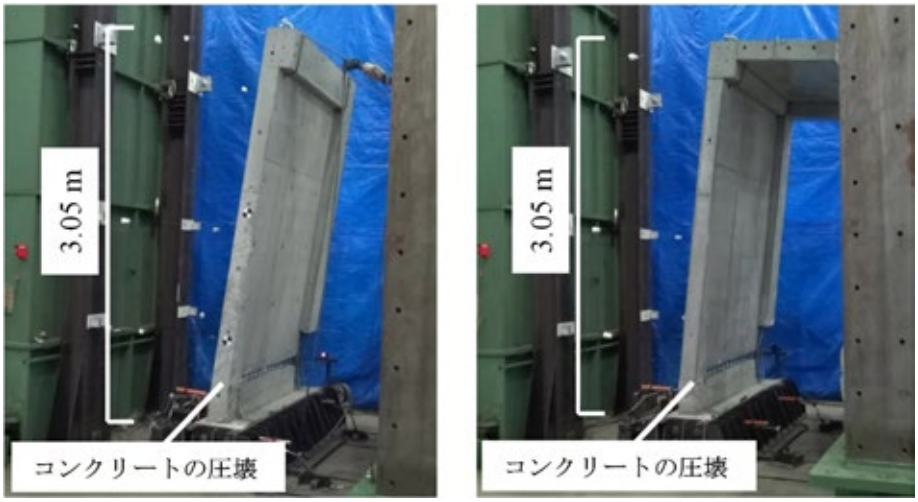
表 3-4　実験結果

試験体名	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
V-1	1,606	30.5	0.033
V-2	1,513	28.1	0.023



(a) V-1　　(b) V-2

図 3-18　柱下部の破壊状況



(a) V-1　　(b) V-2

図 3-19　試験体の破壊状況

3.5　下部の一部を切削した外壁の転倒強度の計算

3.5.1　計算方法

下部の一部を切削した外壁の転倒強度を予測するために，切削した外壁の転倒強度の計算方法を検討した．切削した外壁の転倒強度の計算の流れを図 3-20 に示す．

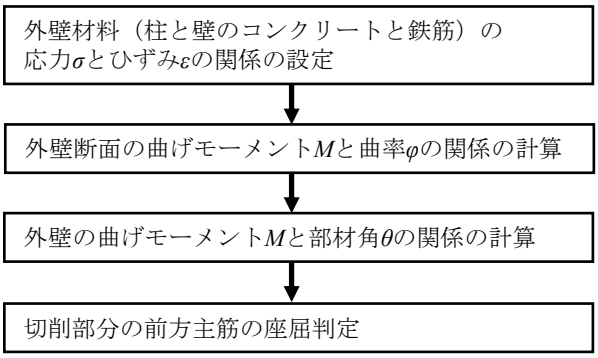


図 3-20　下部の一部を切削した外壁の転倒強度の計算の流れ

図 3-20 より，計算では最初に，図 3-2 と表 3-1 の材料試験結果を参考にして，柱部分と壁部分のコンクリートと鉄筋の応力 σ とひずみ ε の関係を設定した．計算に用いた応力とひずみの関係を図 3-2 に，計算に用いた柱の材料特性を表 3-5 に示す．鉄筋の応力とひずみの関係は，材料試験の真応力と真ひずみの関係を参考にして設定した [5)]．

次に，これらの応力とひずみの関係に従って，図 3-3 に示すそれぞれのモデルの断面について，曲げモーメント M と曲率 φ の関係を計算した．

表 3-5　計算に用いた試験体の材料特性

(a)　コンクリート

試験体の部位	ヤング係数 E_c (N/mm^2)	圧縮強度 σ_{cm} (N/mm^2)	圧縮強度に対応するひずみ ε_{cm}	終局強度 σ_{cu} (N/mm^2)	終局強度に対応するひずみ ε_{cu}
柱	22,300	36.8	0.00226	12.6	0.0075
壁	25,700	39.8	0.00301	16.9	0.0140

(b)　鉄筋

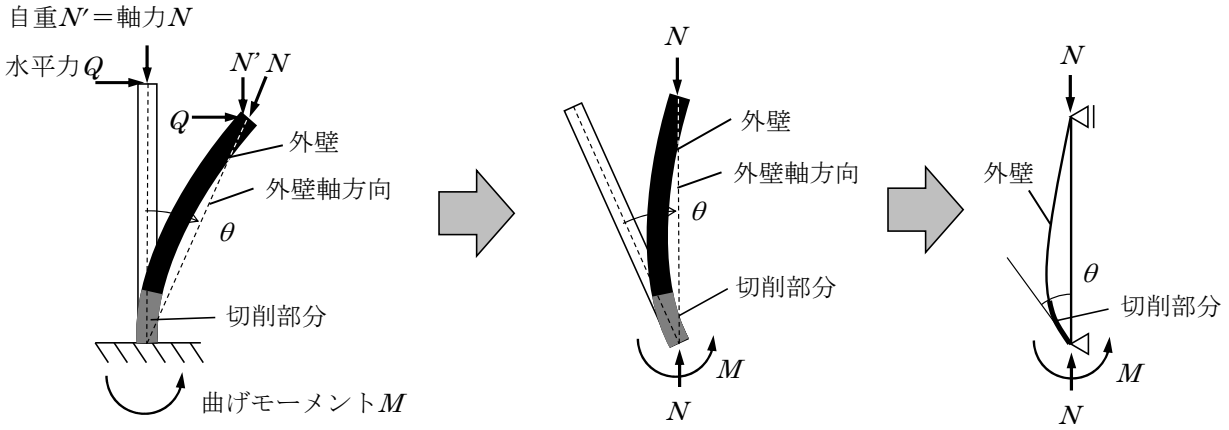
試験体の部位	主筋直径 d_s (mm^2)	ヤング係数 E_s (N/mm^2)	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	ひずみ硬化開始時のひずみ ε_{sy}	ひずみ硬化時の勾配 E_t (N/mm^2)	引張強さ σ_{st} (N/mm^2)
柱主筋	12.7	190,000	382	0.002	5,354	679
壁縦筋	9.53	206,000	391	0.0019	4,144	625

その後，外壁の転倒を図 3-21 のようにモデル化し，外壁下端の曲げモーメント M と部材角 θ の関係を計算した．この計算では，外壁の下端をピン，上端をローラとして，実験試験体の重量と同じ軸力を作用させた状態で，部材下端に曲げモーメント M を与えた．

その後，外壁の転倒を図 3-21 (c)のようにモデル化し，外壁下端の曲げモーメント M と部材角 θ の関係を計算した．この計算では，外壁の下端をピン，上端をローラとして，実験試験体の自重と同じ軸力を作用させた状態で，部材下端に曲げモーメント M を与えた．

図 3-21 (a)に示すように，外壁に水平力 Q と自重 N' が作用すると，外壁が転倒して，外壁下端部に曲げモーメント M が作用する．この外壁の転倒状態を，外壁軸方向が鉛直方向になるように向きを変えて示したのが図 3-21 (b)である．この外壁の変形状態は，図 3-21 (c)のように外壁の下端をピン，上端をローラとして，外壁下端に曲げモーメント M を作用させた場合と同じになる．ここで，図 3-21 (a)に示すように，外壁の自重 N' が外壁の頂部に作用すると仮定すると，外壁に作用する軸力 N は，外壁転倒前は自重 N' と同じ値であるが，外壁が転倒すると，自重 N' と水平力 P の外壁軸方向成分の和の値になり，外壁の転倒に伴って外壁に作用する軸力 N は変動する．ただし，その変動幅は，外壁の降伏軸力比の数パーセントと僅かであることから[6]，本報では，外壁に作用する軸力 N を，外壁の自重 N' が一定に作用するとして計算した．

外壁下端の曲げモーメント M と部材角 θ の関係の計算において，部材の変形は，先に計算した外壁断面の $M-\varphi$ 関係に従うものとした．計算モデルの外寸については，図 3-1，図 3-10，図 3-14 に示す外壁の外寸と同じとした．



(a) 外壁の転倒　　(b) 外壁の転倒時に作用する力　　(c) 計算モデル

図 3-21　外壁転倒のモデル化

さらに，柱部分における切削部分の前方主筋が座屈することを考慮して，柱の切削部分の前方主筋に作用する軸力と曲げモーメントの関係から，座屈発生の有無を判定した．計算は，主筋の圧縮応力または引張応力が引張強さの値に達するか，前方主筋が座屈すると判定されるまで行った．

なお，この計算方法の詳細については，本報の付録 2 に示した．

3.5.2　計算結果

実験 III に関する試験体の計算結果を図 3-7 と表 3-6 (a)に示し，実験 IV に関する試験体の計算結果を図 3-11 と表 3-6 (b)に示し，実験 V に関する試験体の計算結果を図 3-17 と表 3-6 (c)に示す．これらの表には先の実験結果も併せて示した．図に示したのは，外壁下端の曲げモーメント M と柱の部材角 θ の関係である．表 3-6 には，図 3-7、図 3-11、図 3-17 より得られた M の最大値である M_u と，M_u に対応する部材角 θ_u，および M_u の 50%までの $M-\theta$ 関係より最小二乗法によって求めた弾性剛性 K を示した．

図 3-7，表 3-2，表 3-6 (a)より，III-3 については，計算結果の方が実験結果より M'_u の値が高い．これは，図 3-9 (c)に示すように，実験において III-3 は，ねじれが発生しているためである．本計算は，ねじれについては考慮していないことから，計算結果の M'_u の値が高くなったと考えられる．この結果より，III-3 の実験のように，ねじれが発生すると不安定になり，ねじれなかった場合に比べて最大強度が小さくなることが分かった．

それ以外の試験体については，計算結果の θ'_u は実験結果の θ_u に比べて小さいが，M_u と M'_u の値は概ねよい対応を示しており，本計算方法により，M_u を推定できると考えられる．

表 3-6　計算結果と実験結果の比較

(a)　実験 III の試験体（計算結果）

試験体名	K' (kNm/rad)	M'_u (kNm)	θ'_u (rad)
III-1	1,683	30.9	0.018
III-2	1,386	24.7	0.017
III-3	1,531	28.3	0.022
III-4	21	0.03	0.001

(b)　実験 III の試験体（実験結果）

試験体名	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
III-1	1,606	30.5	0.033
III-2	1,557	26.3	0.033
III-3	1,382	19.3	0.030
III-4	–	1.1	0.000

(c)　実験 IV の試験体（計算結果）

試験体名	K' (kNm/rad)	M'_u (kNm)	θ'_u (rad)
IV-1	1,683	30.9	0.018
IV-2	1,617	27.9	0.018

(d)　実験 IV の試験体（実験結果）

試験体名	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
IV-1	1,606	30.5	0.033
IV-2	2,118	29.3	0.027

(e)　実験 V の試験体（計算結果）

試験体名	K' (kNm/rad)	M'_u (kNm)	θ'_u (rad)
V-1	1,683	30.9	0.018
V-2	1,694	30.2	0.016

(f)　実験 V の試験体（実験結果）

試験体名	K (kNm/rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)
V-1	1,606	30.5	0.033
V-2	1,513	28.1	0.023

3.6　まとめ

本章では，実験と計算により外壁の切削方法等について検討した．検討結果をまとめると，以下のようになる．

① 本研究における標準試験体である III-1 は，解体現場で採用されている切削形状である．III-1 の柱は前方の主筋を 2 列残し，前方のコンクリートを削った．壁は，壁の端を削らず，それ以外のコンクリートを削り，縦筋は残した．III-2 も解体現場で採用されている切削形状である．III-2 の柱の切削形状は III-1 と同じであるが，壁は，壁の端と転倒方向前方を残して，後方のコンクリートを切断し，主筋を 1 列切断した．

② III-1 と III-2 のような切削形状とした状態で，柱部分の切削高さを 60 cm から 80 cm 程度にすれば，外壁下部の切削作業中に，外壁が転倒する危険性は低いと考えられる．

③ III-1 と III-2 のどちらの切削形状にするかは，解体現場の状況によると考えられるが，壁部分の切削形状をみると，コンクリートのみを削る III-1 の方が，縦筋も切断する III-2 に比べて作業性は良いと考えられる．

④ 外壁下部を一部切削するときは，壁部分のコンクリートを全て削って，縦筋のみを残すと，外壁が不安定になりやすく危険である．解体現場では，III-1 のように壁の端のコンクリートを残した方が良いと考えられる．

⑤ III- 4 のように，前方のコンクリートと主筋および縦筋を切削して，柱の主筋と壁の縦筋を一列残した切削形状は，外壁が自立することは難しく，切削作業中に外壁が転倒する危険性が高い．III-4 のような切削形状は切りすぎであり，解体現場でこのような切削形状にしてはいけない．

⑥ 外壁上部の床スラブと梁を 80cm 程度，転倒させる側に残しても，外壁下部の切削作業中に，外壁が転倒する危険性は低いと考えられる．

⑦ ねじれの発生しない III-1 や III-2 のような切削形状の外壁については，本研究で検討した計算方法により，外壁の転倒強度をある程度予測できることがわかった．

参考文献

1) JIS A 1107，コンクリートからのコアの採取方法 及び圧縮強度試験方法，日本産業規格，2012.

2) JIS A 1149，コンクリートの静弾性係数試験方法，日本産業規格，2017.

3) JIS G 3112，鉄筋コンクリート用棒鋼，日本産業規格，2010.

4) JIS G 3525，ワイヤロープ，日本産業規格，2013.

5) 新井祐一郎，半貫敏夫，秋山宏，従来スカラップ工法による実大鋼構造柱梁接合部の延性破壊―脆性破壊遷移実験．日本建築学会構造系論文集，73，pp. 1649-1656（2008）

6) 高橋弘樹，高梨成次，堀智仁，転倒工法における柱の縁切り型に関する検討，労働安全衛生研究，Vol. 13, No. 2, pp. 117-124，2020.

4.　ワイヤロープの張力とたるみの検討

4.1　検討概要

転倒工法では，外壁が建物の外側へ転倒しないよう，ワイヤロープを内側に張った状態で，外壁下部の一部を切削する．しかしながら，このワイヤロープの張力が不十分であると，切削作業中に外壁が外側に転倒する可能性がある．本章では，ワイヤロープの張力とたるみの関係を検討する[1)]．

4.2　転倒工法を模擬した実験

4.2.1　実験概要

(1)　外壁を模擬した鉄骨柱とワイヤロープの設置

転倒工法において，ワイヤロープをどの程度の張力で張るべきかを検討するために，転倒工法を模擬した実験を行った．

実験概要を図 4-1 に示す．図 4-1 に示すように，外壁を想定した鉄骨柱を反力床に設置した．３章で検討したのは鉄筋コンクリート造の外壁であるが，鉄筋コンクリートと鉄骨は，ともに剛な構造物であり，弾性変形の範囲内であれば、部材内に伝わる力の大きさは同じである．そのため本実験では，実験効率や加工等のしやすさを考慮して鉄骨柱を用いた．

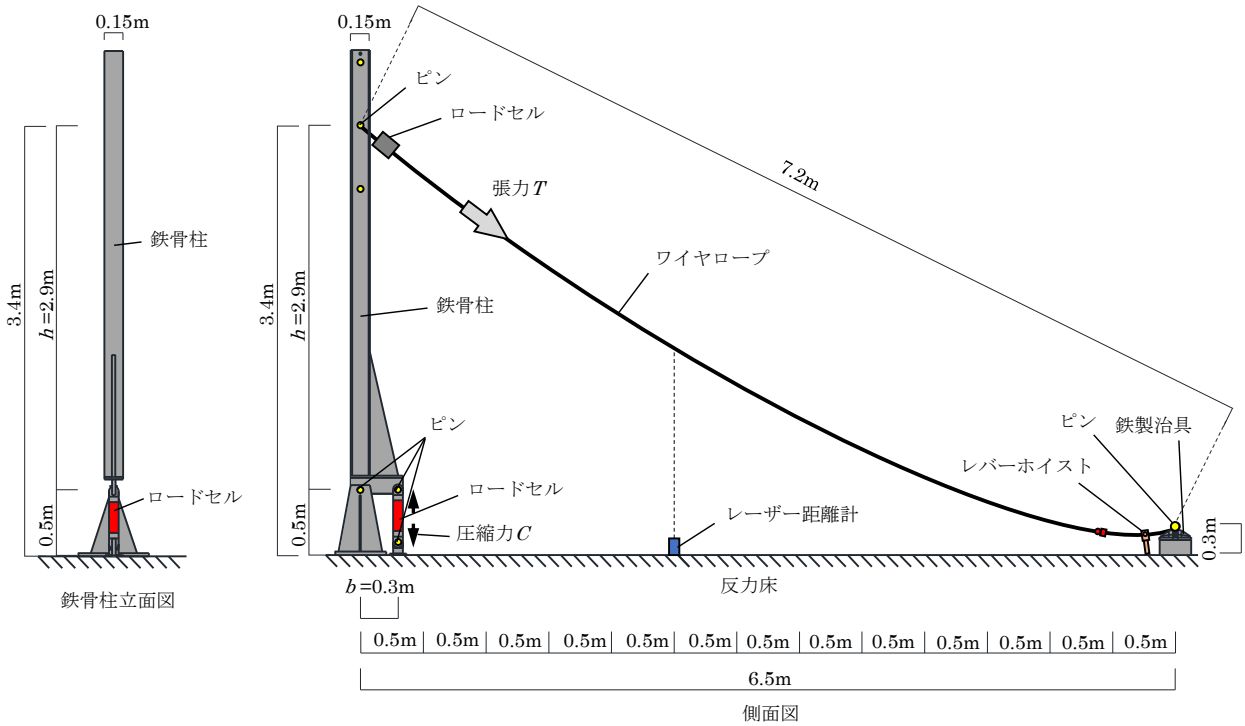


図 4-1　実験概要

外壁 1 層程度の高さを想定して，ワイヤロープを鉄骨柱の高さ 3.4 m の位置に，ロードセルを介して設置した．また，解体現場では，ワイヤロープを外壁から 1 スパン離れた柱等に設置して外壁を転倒させることから，1 スパン程度離れたことを想定して，鉄骨柱から水平方向に 6.5 m 離れた位置に鉄製治具を設置し，その鉄製治具にレバーホイストを介してワイヤロープを設置した．実際の解体現場では，レバーホイストを用いてワイヤロープを引っ張っていることから，本実験でも，レバーホイストを用いて張力を作用させた．実験に用いたレバーホイストの定格荷重は 3.2 t（約 31.3 kN）である．

この実験では，参考的な調査として，ワイヤロープの張力と鉄骨柱下部に作用する力の関係も調べた．この計測のため，鉄骨柱の下部をピン接合として，ロードセルを設置した．ここでは，部材の弾性変形の範囲内で，主筋を座屈させる力である外壁下部の鉛直方向に作用する力を確認した．

(2) 実験に用いたワイヤロープ

ワイヤロープは解体現場で一般的に使用されている 6×24，直径 14 mm，破断力 96.6 kN の JIS G 3525[2)]に規定されているものを用いた．労働安全衛生規則 第 469 条において，ワイヤロープをつり荷に使用する場合の安全係数は，6 以上とするように示されている．この値を基にして，ワイヤロープの使用荷重を，安全係数 6 として計算すると，破断力が 96.6kN であるので，約 16kN になる．ワイヤロープの単位長さ当たりの重量は約 7.6 N/m である．

(3) 計測方法

実験では，図 4-1 に示すように，レバーホイストを用いてワイヤロープに張力を与えて，ワイヤロープの上端に設置したロードセルにより，ワイヤロープに作用する張力 Tを計測した．このとき，鉄骨柱の下部に設置したロードセルにより，鉄骨柱下部に作用する圧縮力 Cも計測した．

ワイヤロープのたるみについては，ワイヤロープの張力 Tごとに，レーザー距離計を用いて，地面からワイヤロープまでの鉛直距離を，水平方向 0.5 m おきに計測した．

4.2.2 実験結果

(1) ワイヤロープの張力とたるみの関係

実験結果を図 4-2 に示す．図の縦軸は地面からワイヤロープまでの高さ yであり，横軸は鉄骨柱から鉄製治具までの距離 xである．図中の曲線は，ワイヤロープの張力 Tが 0.1 kN，0.5 kN，3 kN，5 kN の場合のワイヤロープのたるみ形状を示す．

図 4-2 より，張力が大きくなるほど，たるみは小さくなり，張力 Tが 3 kN と 5 kN の場合は，ほぼたるみがない状態になった．張力 Tが 3 kN と 5 kN の場合は，たるみの形状がほぼ重なっており，

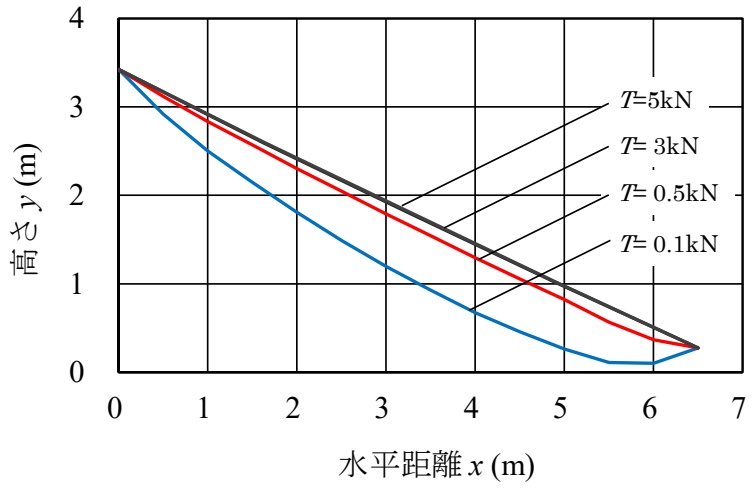


図 4-2　ワイヤロープのたるみ形状

これ以上張力をかけても，たるみの形状が変わらないほど張った状態になったと考えられる．

張力 T が 0.1kN の場合は，明らかにたるみがある状態である．たるみが大きい場合は，解体現場で外壁が建物の外側へ転倒すると，ワイヤロープにより外壁の転倒が制止される前に，外壁が建物の外周に設置された足場に当たって，足場を転倒させる可能性がある．ワイヤロープのたるみを，どの程度許容するかについては，ワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係を検討する必要があると考えられる．そこで，4.3 節において，ワイヤロープのたるみと，図 4-3 に示すような外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係を調べ，足場を転倒させる可能性について検討した．

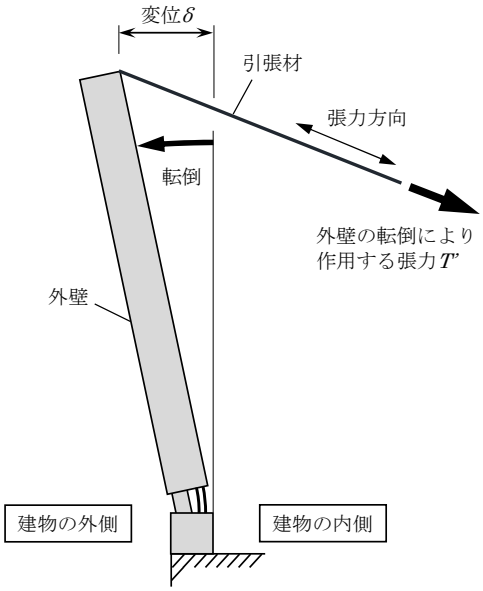


図 4-3　建物の外側に転倒する外壁

(2)　ワイヤロープの張力と鉄骨柱下部の圧縮力の関係

ワイヤロープの張力 T と鉄骨柱下部の圧縮力 C の関係を図 4-4 に示す. 図には以下により計算した計算結果もあわせて示した．図中の黒線が実験結果であり，赤線が計算結果である.

$$T_x = T\cos\theta \tag{4-1}$$

$$C = \frac{T_x h}{b} \tag{4-2}$$

T_x：ワイヤロープの張力 T の水平方向の分力

θ：ワイヤロープの張力の軸方向と地面とのなす角度

C：鉄骨柱下部の圧縮力

h：鉄骨柱下部のピンからワイヤロープの設置位置までの長さ

b：鉄骨柱下部のピンからロードセルまでの水平長さ

図 4-4 より，実験値と計算値ともに，ワイヤロープの張力 T と鉄骨柱下部の圧縮力 C の関係は，ほぼ一致し，T と C は比例関係が認められた．これらより，鉄骨柱下部に作用する力は，弾性範囲であれば，ワイヤロープの自重の影響はあまり受けず，ワイヤロープの張力 T に比例することが分かった.

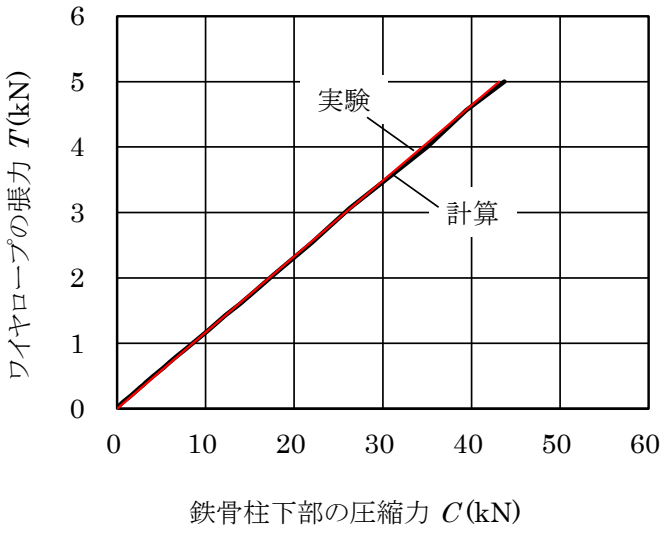


図 4-4　ワイヤロープの張力 T と柱下部の圧縮力 C の関係

4.3　ワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への変位の関係

4.3.1　検討概要

転倒工法において，外壁に設置したワイヤロープのたるみが大きい場合，外壁が建物の外側に傾いて，足場を倒壊させる可能性がある．本節では，転倒工法において外壁にワイヤロープを設置した場合に，どの程度，ワイヤロープのたるみを許容してよいか，外壁に設置したワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への変位 δ の関係を検討した.

4.3.2　検討方法

転倒工法において, 外壁に設置したワイヤロープは, 図 4-3 に示すように, 外壁が建物の外側に傾くと, 図 4-5 に示すように，張力が作用して，たるんだ状態から直線の状態になる．そこで，まず，図 4-2 の結果を用いて, 外壁が建物の外側に傾いて, ワイヤロープにより制止されるまでの外壁の変位 δ を計算した.

さらにワイヤロープは，外壁が建物の外側に転倒して引っ張られると，張力が作用することで伸びる．このワイヤロープの伸びを含めたワイヤロープの張力 T と外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係を検討するため，外壁モデルを示して，その外壁モデルが建物の外側に転倒した場合のワイヤロープに作用する張力 T' を計算した. 次に, ワイヤロープの引張実験を行い, ワイヤロープの伸びを含めた変位を計測した. その後，これらの計算と実験の結果を用いて，ワイヤロープの伸びを含めたワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係を検討した.

なお，本報では，4.2 節で検討した引張材の張力とたるみの関係を調べた実験結果のワイヤロープの張力を T とし，4.3.4 節で計算する外壁モデルが建物の外に転倒した場合のワイヤロープに作用する張力を T' とし，4.3.5 節で検討するワイヤロープの引張実験により得られたワイヤロープの張力を P とした.

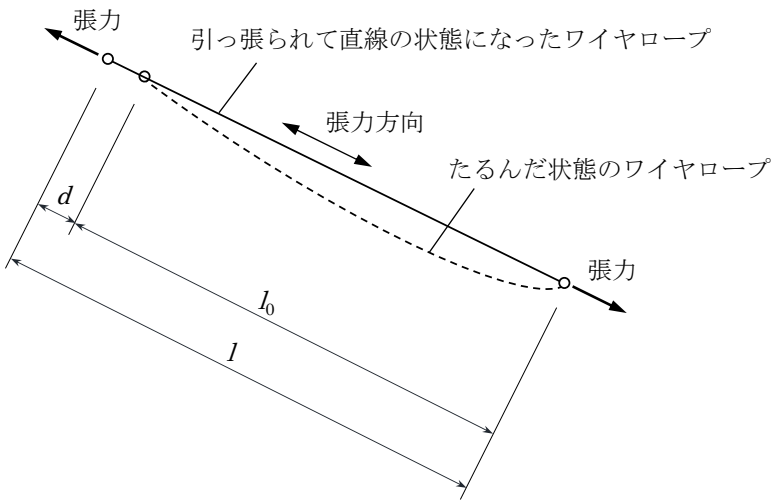


図 4-5　たるんだワイヤロープが引っ張られた状態

4.3.3　外壁の建物外側への変位の計算

外壁に設置した引張材は，外壁が建物の外側に転倒すると，図 4-5 に示すように，さらに張力が加わることにより，たるんだ状態から直線の状態になり，外壁はワイヤロープにより制止されると考えられる．

外壁が建物の外側に転倒して，ワイヤロープにより制止されるまでの外壁の変位 δ を，外壁を 1 本の剛な部材であると仮定して，以下のように計算した．なお，以下の式の記号については，図 4-5 と図 4-6 を参照とする．

$$l = l_0 + d \tag{4-3}$$

$$\theta_{\mathrm{a}} = \tan^{-1}\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \tag{4-4}$$

$$\theta_{\mathrm{b}} = \cos^{-1}\frac{L^2 + H^2 - l^2}{2LH} \tag{4-5}$$

$$\delta = |x_1 + H\cos(\theta_{\mathrm{a}} + \theta_{\mathrm{b}})| \tag{4-6}$$

d: l_0 と l の差

H: 外壁下端から外壁頂部までの直線距離（本報の場合は 3.4 m）

L: 外壁下端とワイヤロープ下端との直線距離（本報の場合は 6.51 m）

l: たるんだワイヤロープが引っ張られて直線の状態になった引張材の長さ

l_0: たるんだ状態のワイヤロープの張力方向への投影長さ（本報の場合は 7.2 m）

x_1: 外壁下端の水平座標

y_1: 外壁下端の鉛直座標

x_2: ワイヤロープ下端の水平座標

y_2: ワイヤロープ下端の鉛直座標

θ_{a}: 外壁下端とワイヤロープ下端とを結ぶ線と地面とのなす角

θ_{b}: 外壁下端とワイヤロープ下端とを結ぶ線と転倒する外壁とのなす角

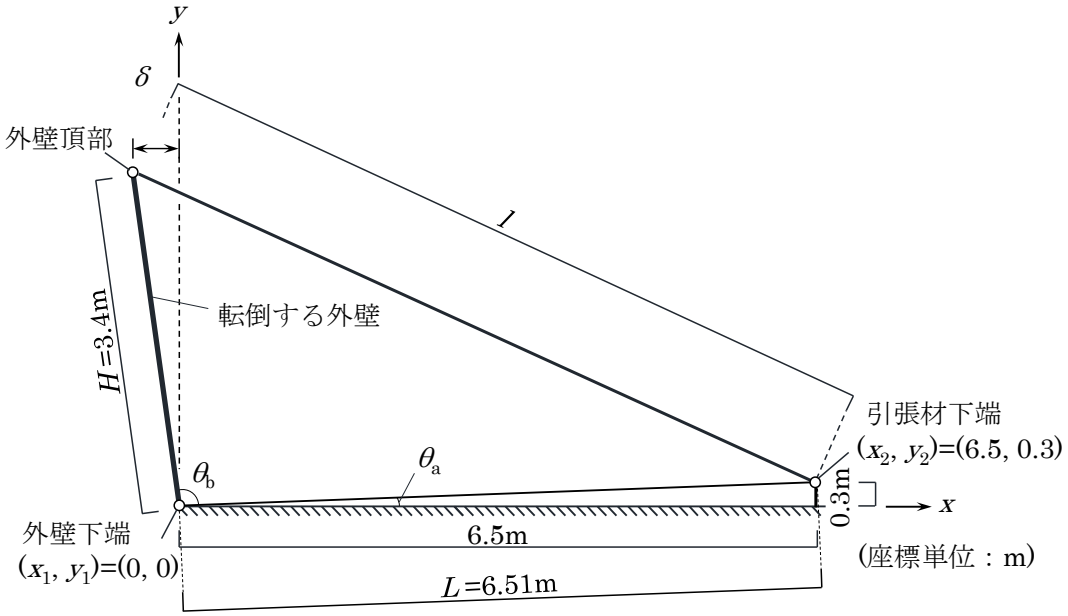


図 4-6　建物の外側に転倒する外壁と引張材の位置

図 4-2 に示す実験結果より計算した引張材の張力 T と外壁の転倒変位 δ の関係を図 4-7 に示す．図中の点線が本節で検討した「ワイヤロープの伸びを含まない結果」である．図 4-7 より，T の値が小さいほど，δ の値は大きくなった．これは，T の値が小さいほど，ワイヤロープのたるみが大きいため，外壁が建物の外側に設置されている足場に当たる可能性が高いことを示している．

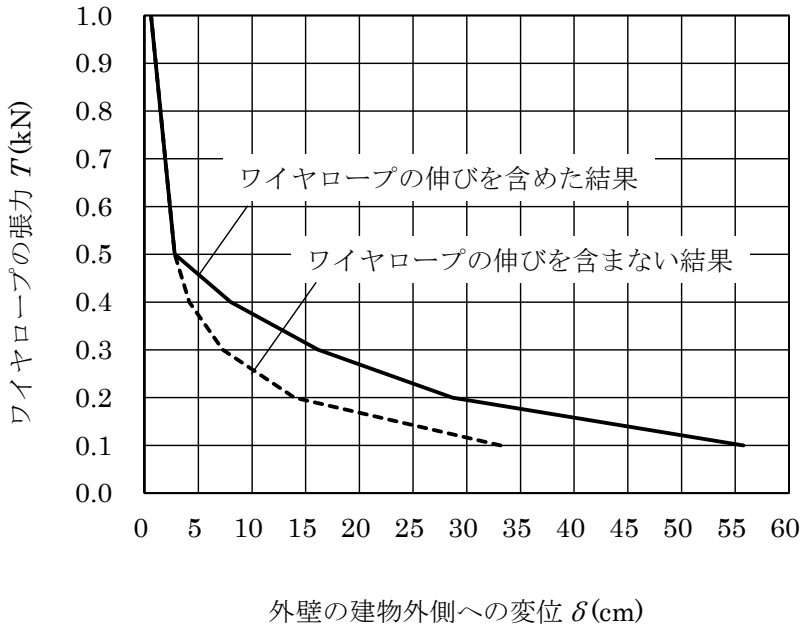


図 4-7　ワイヤロープの張力 T と外壁の建物外側への変位 δ の関係

4.3.4　外壁モデルの建物外側への転倒

本検討に用いた外壁モデルの簡略図を図 4-8 に，部材寸法を表 4-1 に示す．外壁モデルは一般的な鉄筋コンクリート造の建物の寸法[3)]とし，柱梁等のそれぞれの部材の重量は，部材の重心位置に作用すると仮定した．また，人力による転倒工法では，図 4-8 に示すように，1 スパン程度に切り出した外壁を，ワイヤロープ 2 本用いて転倒させることから，ワイヤロープ 1 本には，1 スパンの半分の外壁の重量が作用すると仮定した．この仮定の基に，図 4-3 に示すように，外壁モデルが建物の外側に転倒した場合のワイヤロープ 1 本に作用する張力 T' と外壁モデルの建物外側への転倒変位 δ の関係を計算した．その結果を図 4-9 に示す．図 4-9 より，T' と δ は比例関係になった．

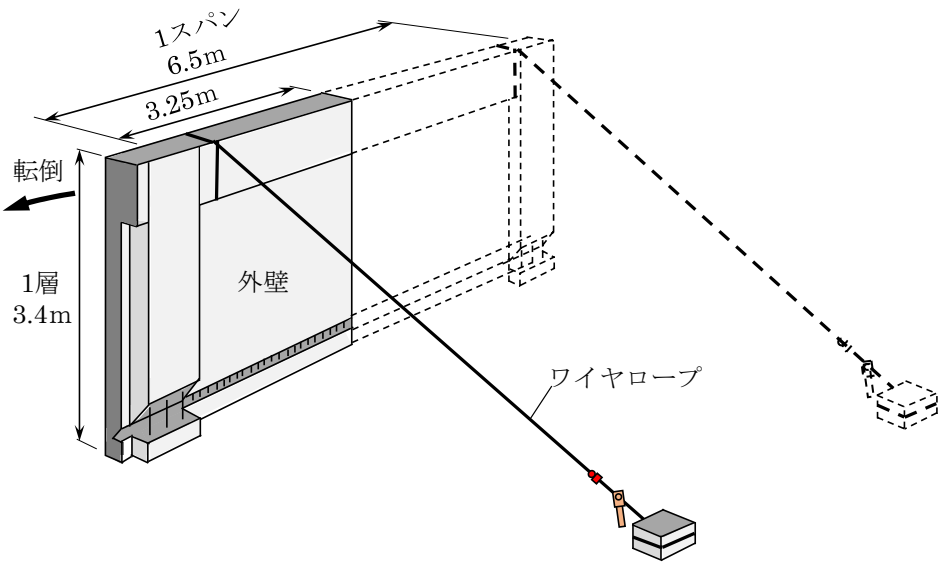


図 4-8　外壁モデルの簡略図

表 4-1　外壁モデルの寸法と単位体積重量

部材	部位	寸法
壁	厚さ	18cm
柱	断面	80cm
		80cm
梁	断面	70cm
		40cm
壁・柱	高さ	3.4m
壁・梁	長さ	3.25m

材料	単位体積重量
鉄筋コンクリート	24kN/m^3

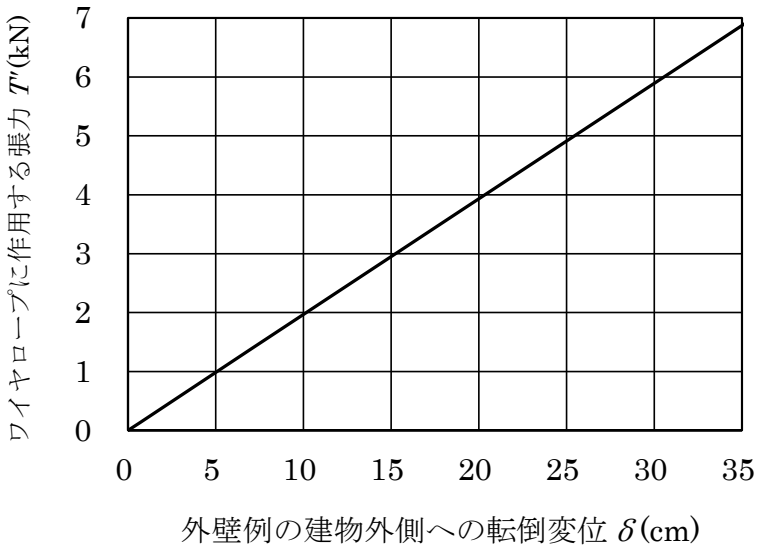


図 4-9　ワイヤロープに作用する張力 T' と外壁例の建物外側への転倒変位 δ の関係

4.3.5　ワイヤロープの引張実験

(1)　実験概要

ワイヤロープの伸びを調べるため，ワイヤロープの引張実験を行った．その実験状況を図 4-10 に示す．図 3-5 に示すように，転倒工法では，ワイヤロープを外壁の梁に巻き付けて設置することから，本実験では，図 4-10 に示すように，梁型治具にワイヤロープの一端を巻き付けた．梁型治具へのワイヤロープの巻き方は，図 4-11 に示すとおりであり，実際の転倒工法の巻き方を参考にして，ワイヤロープの端から矢印に示すように，シャックルを用いて梁型治具の周りにワイヤロープを設置した．ワイヤロープのもう一端は，図 4-10 に示すように，ワイヤロープ取付治具とロードセルを介して載荷装置に設置した．

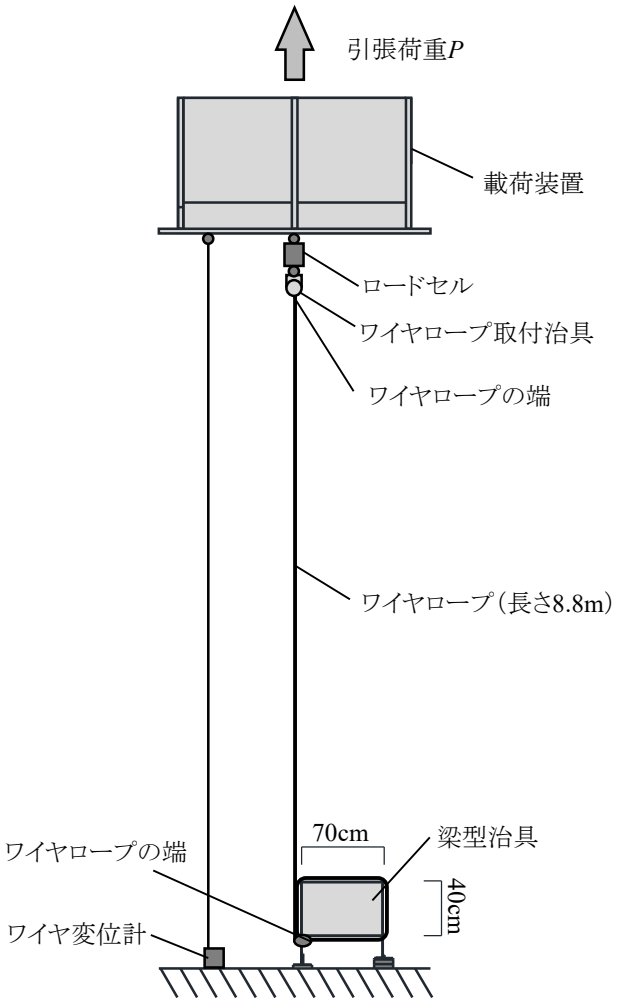


図 4-10　ワイヤロープの引張実験の状況（立面図）

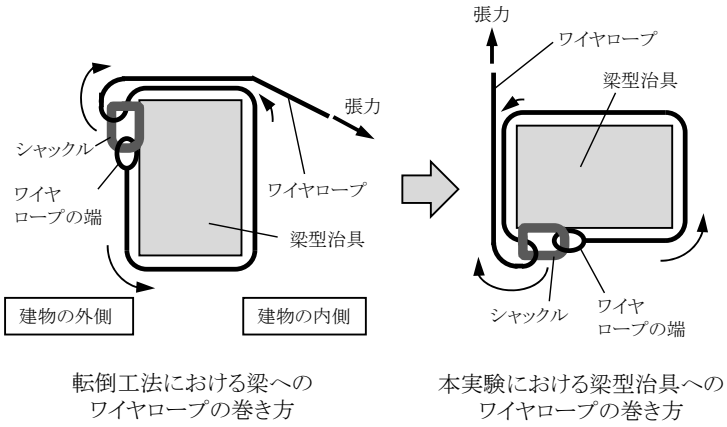
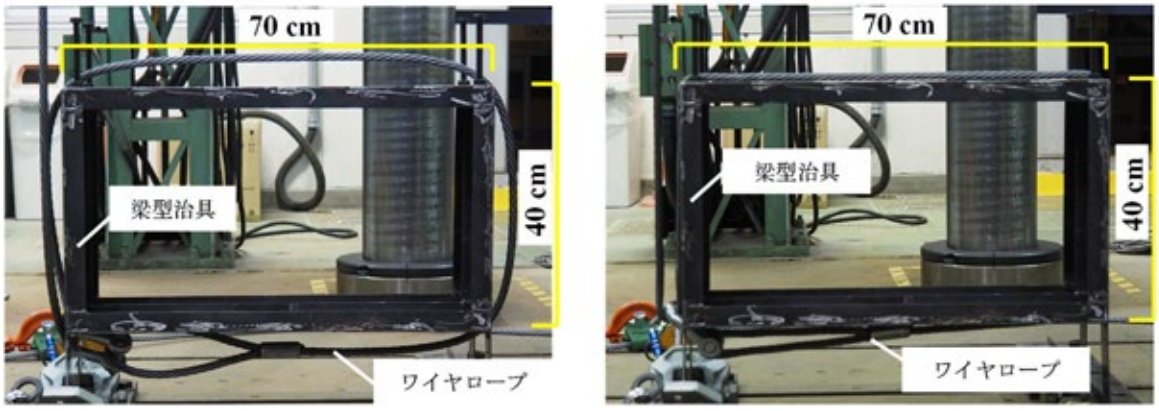


図 4-11　ワイヤロープの巻き方

実験に用いたワイヤロープの種類は，4.2 節に示した実験に用いたものと同じである．ワイヤロープの長さは，図 4-1 に示す鉄骨柱から鉄製治具までのワイヤロープの長さと，図 4-11 に示す梁型治具へのワイヤロープの巻き付け長さを考慮して，ワイヤロープの設置長さは 8.8 m とした．なお，ワイヤロープの長さは，図 4-11 に示す梁型治具に巻いた長さも含んでいる．

実験では，載荷装置を用いてワイヤロープを引っ張り，ワイヤロープに作用する張力 P をロードセルにより計測した．このとき，図 4-10 に示すように，ワイヤロープの伸びを含めた変位 δ_t を，ワイヤ変位計により計測した．

載荷前，ワイヤロープは，ロードセルに 0.05 kN の張力がかからないように設置しており，梁型治具に設置したワイヤロープは，図 4-12 (a) に示すように，ややたるんだ状態であった．



(a) 載荷前　　(b) 最大張力時

図 4-12　梁型治具に設置したワイヤロープの状況

(2)　実験結果

実験結果を図 4-13 に示す．図の縦軸はワイヤロープの張力 P であり，横軸はワイヤロープの伸びを含めた変位 δ_t である．図 4-13 より，P の値が低い $P<3$ kN の場合は，P の増分に対する δ_t の増分が大きいが，$P>3$ kN の場合は P の増分に対する δ_t の増分は先よりも小さい．これは，P の値が低いときは，ワイヤロープの伸びに加えて，図 4-12(b)に示すように，載荷前にあったワイヤロープのたるみが，引っ張られてほぼ直線の状態になったためだと考えられる．

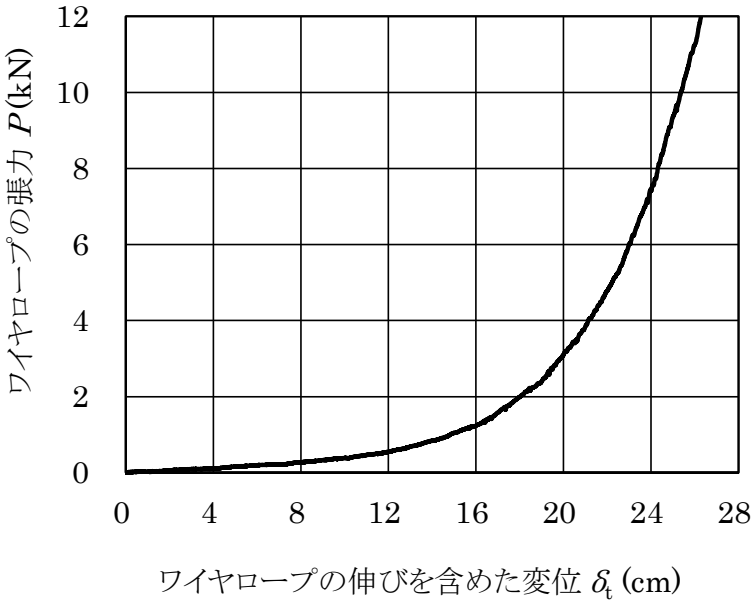


図 4-13　ワイヤロープの張力 P と引張材の伸びを含めた変位 δ_t の関係

4.3.6　ワイヤロープのたるみと外壁の建物外側への変位の関係

(1)　検討手順

4.3.3 節，4.3.4 節，4.3.5 節の結果を用いて，ワイヤロープの伸びを含めたワイヤロープの張力 T と外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係を検討した．その検討手順を，図 4-7 の引張材の張力 T が 0.1kN の場合を例として，以下に示す．

① 図 4-7 より，「ワイヤロープの伸びを含まない結果」の T=0.1kN に対応する δ の値は 33.1cm である．

② 図 4-9 より，①で示された δ=33.1cm に対応する T' の値は 6.5kN である．

③ 図 4-13 より，②で示された T'=6.5kN を P=6.5kN に置き換えると，P=6.5kN に対応する δ_t の値は 23cm である．

④ ここで，図 4-7 の「ワイヤロープの伸びを含まない結果」の　T=0.1kN を，P=0.1kN に置き換えると，図 4-13 より，P=0.1kN に対応する δ_t の値は 4cm である．

⑤ ③と④より，P=6.5kN と P=0.1kN に対応する δ_t の値の差は 23－4=19cm である．この 19cm が，ワイヤロープの張力 T が 0.1kN の場合に，外壁が建物の外側に傾いたときの，ワイヤロープの伸び量になる．

⑥ 式 4-3 より，伸びを含まないワイヤロープの直線長さは，l であるから，l+19cm が，T=0.1kN の場合の，伸びを含めたワイヤロープの直線長さになる．

⑦ 伸びを含めたワイヤロープの直線長さを l' として，式 4-5 の l に l' を代入して θ_b を求め，この θ_b を式 4-6 に代入すると，図 4-7 の「ワイヤロープの伸びを含めた結果」の T=0.1kN に対応する，δ の値は 56cm になる．

図 4-7 の引張材の張力 T が 0.1kN 以外の値についても，上述の①から⑦の手順を行い，ワイヤロープの伸びを含む場合のワイヤロープの張力 T と外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係を計算した．

(2)　検討結果

ワイヤロープの伸びを含めたワイヤロープの張力 T と外壁の建物外側への転倒変位 δ の関係の検討結果を図 4-7 に示す．図中の実線がワイヤロープの伸びを含めた検討結果である．図 4-7 より，ワイヤロープの張力 T が 0.5kN のとき，外壁の建物外側への変位 δ は 2.5 cm 程度である．建物と足場との間隔については，明確な規定はないが，外壁の建物外側への変位 δ が 2.5 cm 程度であれば，外壁の外周に設置した足場を倒す可能性は低いと考えられる．

図 3-6 と表 3-2 より，適切な切削形状と考えられる III-1 の最大曲げモーメント M_u は 30.5 kNm である．試験体の外壁部分の高さは 3.05m であるので，III-1 試験体を引き倒すためには，約 10 kN（≒30.49 kNm／3.05 m）の張力が必要である．ワイヤロープの張力 T が 0.5kN であれば，適切な切削形状とし

たIII-1のような外壁であれば，切削作業中に，ワイヤロープの張りすぎが原因で，外壁が建物の内側へ転倒することはないと考えられる．

図4-2より，T=0.5 kNの場合のワイヤロープのたるみ形状は，T=3 kNやT=5 kNの場合のように張ってほぼ直線になった状態に比べると，張力が緩んでややたるんだ状態である．転倒工法において，ワイヤロープを外壁に設置する際は，直線になるほど張る必要はなく，張った状態から張力を緩めて，ややたるんだ状態にすれば良いと考えられる．

4.4　まとめ

本章では，実験と計算により外壁に設置するワイヤロープの張力とたるみについて検討した．検討結果をまとめると，以下のようになる．

① 外壁の外側への転倒防止のために張るワイヤロープの張力は，直線になるほど張る必要はなく，張った状態から張力を緩めて，ややたるんだ状態にすれば良いと考えられる．解体現場でのワイヤロープの張力の管理は難しいため，参考としての値になるが，このややたるんだ状態の張力は0.5kN程度である．

この状態でワイヤロープを張れば，外壁が建物の外側へ転倒しても，建物の外周に設置した足場を倒壊させることはないと考えられる．また，この状態であれば，外壁下部の切削作業中に，外壁が建物の内側へ転倒することもないと考えられる．

② 鉄骨柱下部に作用する力は，弾性範囲であれば，ワイヤロープの自重の影響はあまり受けず，ワイヤロープの張力に比例することが分かった．

なお，本報で対象としている建物は，解体用機械を設置できない小規模なものである．この規模について，明確な定義がないため，本研究では，一般的な規模の建物について検討を行った．

参考文献

1) 高橋弘樹，高梨成次，堀智仁，建物外壁解体の転倒工法における引張材の張りに関する実験的研究，労働安全衛生研究，Vol.15, No.2, pp. 105-112, 2022.

2) JIS G 3525，ワイヤロープ，日本産業規格，2006.

3) 日本建築学会編，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.

5.　仮設部材を用いた外壁の転倒防止実験

5.1　検討概概要

転倒工法では, 切削作業中の外壁が建物の内側に転倒することの防止方法が確立されていないことから, 仮設部材を用いた簡便な外壁の転倒防止工法を考案した [1]．この工法は図 5-1 に示すように，建設現場で一般的に使われている単管パイプを用いて，建物の内側から外壁を支えるものである．

本章では，考案した外壁の転倒防止工法の強度等を実験した [1]．

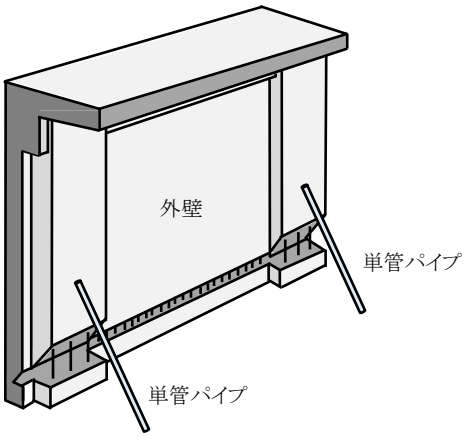


図 5-1　外壁の転倒防止工法の略図（外壁に単管パイプを設置した状態）

5.2　実験概要

5.2.1　実験に用いた仮設部材（単管パイプ）

外壁の転倒を防止するために用いた単管パイプは，用意のしやすさを考慮して，図 5-2 に示すような，建設現場で一般的に使われている断面の外径が 48.6 mm，厚さが 2.5 mm のものである．実験に用いた単管パイプの長さ h は，1 m，1.5 m，2 m の 3 種類である．

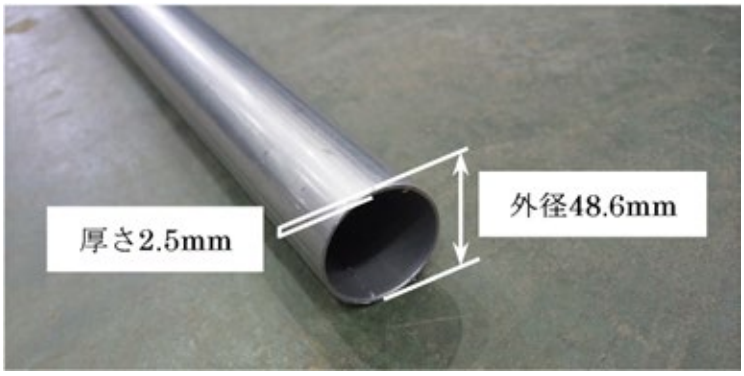


図 5-2　実験に用いた単管パイプ

5.2.2　仮想柱と単管パイプの設置方法

実験概要を図 5-3 に示す．図 5-3 より，反力床に外壁を模擬した鉄骨柱（以下，仮想柱とする.）を設置し，その仮想柱に単管パイプを設置した．仮想柱と単管パイプはともに転倒方向から見ると床に対して垂直である．単管パイプと仮想柱との角度は，単管パイプの自立のしやすさと，設置のしやすさ，および外壁下部の切削作業の作業性を考慮して 30 度とした.

単管パイプの上端は，図 5-4(a) に示すように，仮想柱にねじ込んだボルトに設置し，単管パイプの下端は，図 5-4 (b) に示すように，鉄製治具に設置した.

なお，本報において「単管パイプの長さ方向」と言うのは，図 5-3 に示す単管パイプの長さ方向のことを表す.

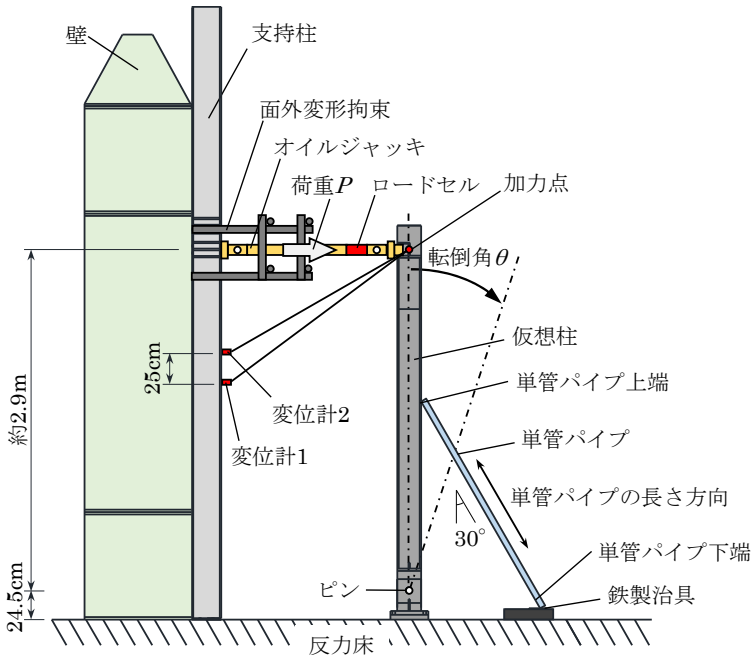
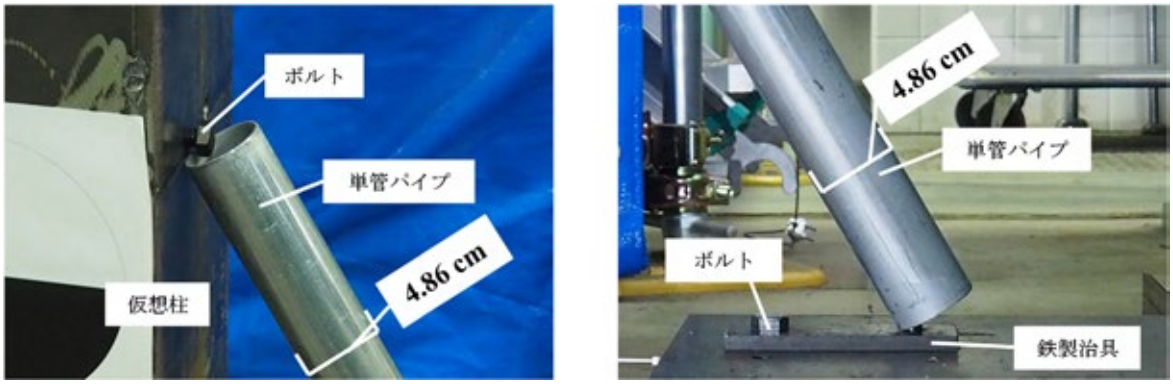


図 5-3 実験状況



(a) 単管パイプ上端　　(b) 単管パイプ下端

図 5-4 単管パイプの設置状況

5.2.3　鉄製治具

鉄製治具と単管パイプの設置状況を図 5-5 に示す．鉄製治具は，長さ 130 mm，幅 50 mm，厚さ 9 mm の鉄板にボルトを取り付けたものであり，鉄製治具と床との接続にもボルトを用いている．ボルトのねじの呼びは，M16（ボルトのねじの直径が約 16 mm）であり，ボルトの強度区分は，一般的に普通ボルトと呼ばれる 4.8（最小引張強さ 420 N/mm²）のものである．

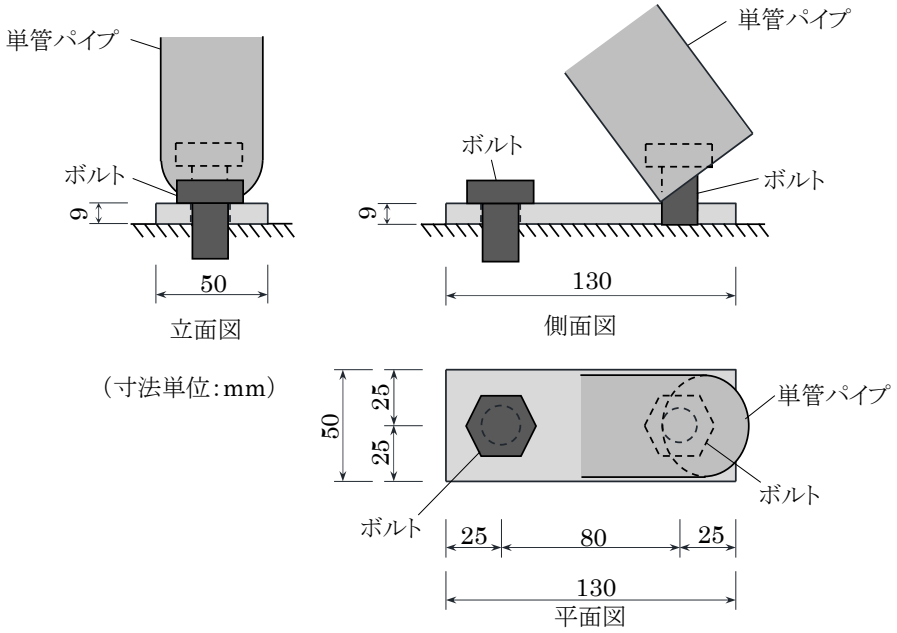


図 5-5 鉄製治具と単管パイプの設置状況

5.2.4　実験方法

実験では，外壁が転倒することを再現するために，仮想柱の上部にオイルジャッキを設置して，仮想柱を水平方向に加力した．以下，図 5-2 に示すように，オイルジャッキと仮想柱の接点を，加力点とする．仮想柱下端の境界条件は，外壁下部の切削により外壁が転倒することを想定して，ピン接合とした．ピンから加力点までの高さは約 2.9m である．加力の際に，オイルジャッキに設置したロードセルにより，加力点に作用する水平荷重を計測した．このとき，ワイヤ変位計により，加力点における仮想柱の転倒変位を計測した．変位計については，計測結果より仮想柱の部材角を計算するため，2 個の変位計を鉛直方向に 25cm 離して設置した．

5.3　実験結果

5.3.1　単管パイプの長さ方向に作用する荷重の計算

実験結果より，単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P_p を計算した．その計算方法を以下に示す．

転倒する仮想柱と単管パイプの力のつり合いを図 5-6 に示す．図 5-6 において，仮想柱の自重は仮想柱の中央に作用すると仮定した．この仮定のもとで，転倒する仮想柱の部材角 θ における単管パイプの力のつり合いを計算すると，以下のようになる．

$$Ph + P_v h_v = P_x h_y + P_y h_x \tag{5-1}$$

P: 加力点の水平荷重

P_v: 仮想柱の自重

P_x: 単管パイプの長さ方向の荷重の水平成分

P_y: 単管パイプの長さ方向の荷重の鉛直成分

h: 加力点から柱下端のピン節点 O までの鉛直距離

h_v:仮想柱の自重から柱下端のピン節点Oまでの鉛直距離

h_x: 単管パイプの上端から柱下端のピン節点 O までの水平距離

h_y: 単管パイプの上端から柱下端のピン節点 O までの鉛直距離

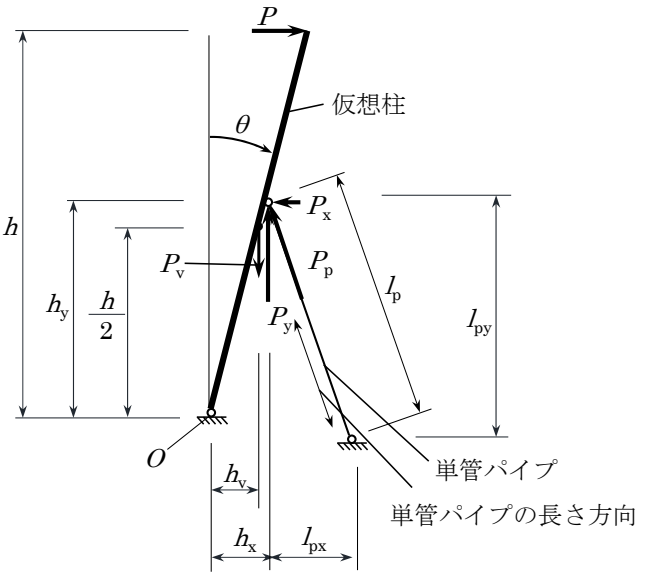


図 5-6 実験における転倒する仮想柱と単管パイプの力のつり合い

このとき，単管パイプの長さ方向に作用する荷重の水平成分 P_x と鉛直成分 P_y の関係は，以下のようになる．

$$P_y = \frac{P_x l_{py}}{l_{px}} \tag{5-2}$$

l_{px}：単管パイプの設置長さの水平成分

l_{py}：単管パイプの設置長さの鉛直成分

式 5-2 を式 5-1 に代入すると，P_x は次のようになる．

$$P_x = \frac{Ph + P_v h_v}{h_x + \dfrac{l_{px} h_x}{l_{py}}} \tag{5-3}$$

図 5-6 に示す単管パイプの設置状態と式 5-3 より，単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P_p は，次のようになる．

$$P_p = \frac{P_x l_p}{l_{py}} = \frac{(Ph + P_v h_v) l_p}{\left(h_x + \dfrac{l_{px} h_x}{l_{py}}\right) l_{py}} \tag{5-4}$$

l_p：単管パイプの長さ

本報では，単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P_p の最大値を，単管パイプの長さ方向に作用する最大荷重 P_{pm} として計算した．

5.3.2　実験結果

実験結果より，単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P_p を計算した．その計算方法を以下に示す．

実験結果を図 5-7 と表 5-1 に示す．図の縦軸は加力点における仮想柱の水平荷重 P であり，横軸は変位計の計測結果より計算した仮想柱の部材角 θ である [1]．表 5-1 には，加力点における仮想柱の最大水平荷重 P_m と，P_m に対応する仮想柱の部材角 θ_m，および単管パイプの長さ方向に作用する最大荷重 P_{pm} を示した．

図 5-7 と表 5-1 より，加力点における仮想柱の最大水平荷重 P_m の値は 7.6 kN から 8.0 kN であり，単管パイプの長さ方向に作用した最大荷重 P_{mp} は，単管パイプの長さ l_p が短くなるほど大きくなった．また，本工法の強度は，図 5-8 に示すように，単管パイプの座屈に依存した．ただし，本実験は転倒方向に対して柱と単管パイプが平行かつ床に対して垂直に設置されていることを仮定した．

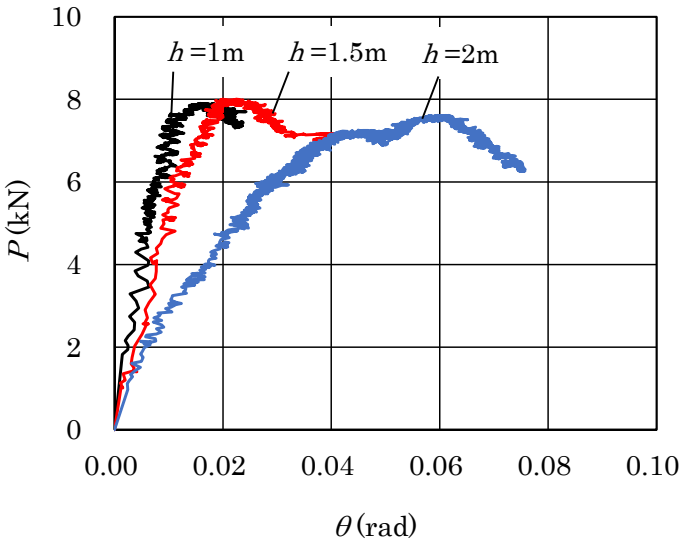


図 5-7 実験結果

表 5-1　実験結果と外壁モデルが転倒した場合の計算結果

単管パイプの長さ	実験結果			外壁モデルの転倒に関する計算結果	
l_p (m)	P_m (kN)	θ_m (rad)	P_{pm} (kN)	P'_{pm} (kN)	α
2	7.9	0.018	29.3	3.5	8.4
1.5	8.0	0.022	40.8	5.3	7.7
1	7.6	0.060	66.3	20.8	3.2

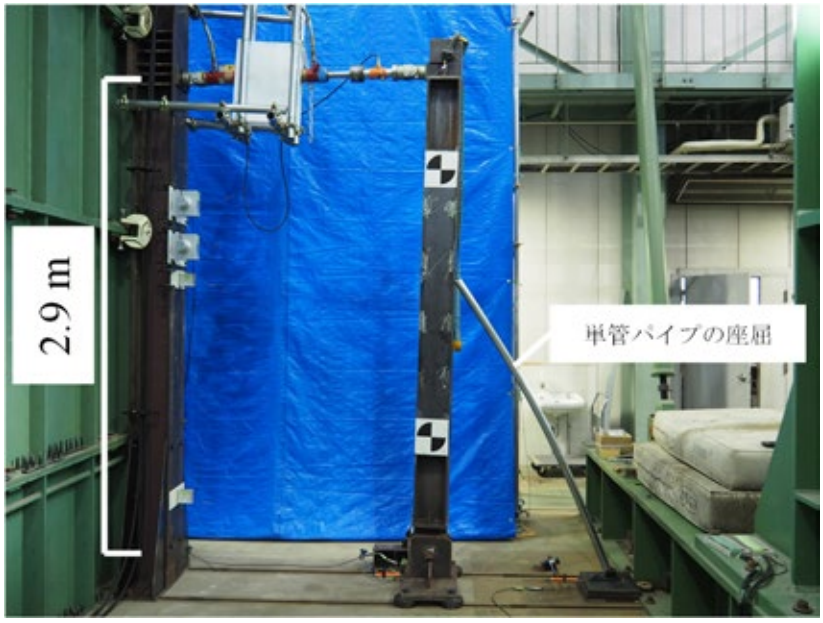


写真 5-8　実験終了時の単管パイプ等の状況

5.4　性能評価

5.4.1　外壁モデルが傾いた場合の単管パイプの長さ方向に作用する荷重の計算

本工法の性能を評価するため，仮想の外壁モデルが傾いた場合に，単管パイプの長さ方向に作用する荷重を計算し，本工法が外壁モデルの転倒を防止できるか検討した.

仮想の外壁モデルが傾いた場合の単管パイプの長さ方向に作用する荷重の計算方法を以下に示す.

転倒する外壁モデルの傾き角（部材角）θにおける単管パイプの力のつり合いを図 5-9 に示す.

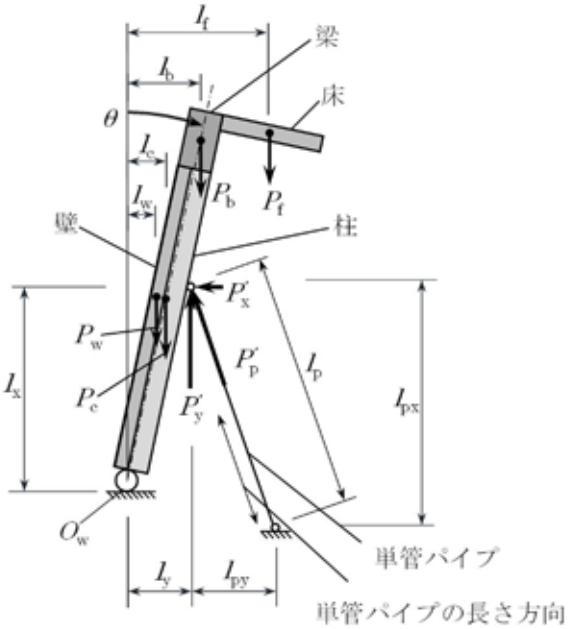


図 5-9 転倒する外壁モデルと単管パイプの力のつり合い

図 5-9 において，壁，柱，梁，床の自重は，それぞれの部材の中央に作用すると仮定した．この条件で，転倒する外壁モデルと単管パイプの力のつり合いを計算すると，次式のようになる．

$$P_{\mathrm{w}} l_{\mathrm{w}} + P_{\mathrm{c}} l_{\mathrm{c}} + P_{\mathrm{b}} l_{\mathrm{b}} + P_{\mathrm{f}} l_{\mathrm{f}} += P'_{\mathrm{x}} l_x + P'_{\mathrm{y}} l_{\mathrm{y}} \tag{5-5}$$

P_{w}：壁の自重

P_{c}：柱の自重

P_{b}：梁の自重

P_{f}：床スラブの自重

P'_{x}：単管パイプの長さ方向の荷重の水平成分

P'_{y}：単管パイプの長さ方向の荷重の鉛直成分

l_{w}：壁の中央から外壁の下端 O_{w} までの水平距離

l_{c}：柱の中央から外壁の下端 O_{w} までの水平距離

l_{b}：梁の中央から外壁の下端 O_{w} までの水平距離

l_{f}：床スラブの中央から外壁の下端 O_{w} までの水平距離

l_{x}:単管パイプの上端から外壁の下端 O_{w} までの鉛直距離

l_{y}:単管パイプの上端から外壁の下端 O_{w} までの水平距離

図 5-9 に示す単管パイプの設置状態より，単管パイプの長さ方向の荷重の鉛直成分 P'_{y} は，以下のようになる．

$$P_{\mathrm{y}}' = \frac{P_x' l_{\mathrm{px}}}{l_{\mathrm{py}}} \tag{5-6}$$

l_{px}：単管パイプの設置長さの鉛直成分

l_{py}：単管パイプの設置長さの水平成分

式 5-6 を式 5-5 に代入すると，単管パイプの長さ方向の荷重の水平成分 P'_{x} は，以下のようになる．

$$P_x' = \frac{P_{\mathrm{b}} l_{\mathrm{b}} + P_{\mathrm{f}} l_{\mathrm{f}} + P_{\mathrm{c}} l_{\mathrm{c}} + P_{\mathrm{w}} l_{\mathrm{w}}}{l_{\mathrm{x}} + \dfrac{l_{\mathrm{px}} l_{\mathrm{x}}}{l_{\mathrm{py}}}} \tag{5-7}$$

図 5-9 に示す単管パイプの設置状態と式 5-7 より，単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P'_{p} は次のようになる．

$$P_p' = \frac{P_x' l_{\mathrm{p}}}{l_{\mathrm{py}}} = \frac{(P_{\mathrm{b}} l_{\mathrm{b}} + P_{\mathrm{f}} l_{\mathrm{f}} + P_{\mathrm{c}} l_{\mathrm{c}} + P_{\mathrm{w}} l_{\mathrm{w}}) l_{\mathrm{p}}}{\left(l_{\mathrm{x}} + \dfrac{l_{\mathrm{px}} l_{\mathrm{x}}}{l_{\mathrm{py}}}\right) l_{\mathrm{py}}} \tag{5-8}$$

l_{p}：単管パイプの長さ

仮想の外壁モデルが転倒した場合の単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P'_{p} の最大値を，その単管パイプの長さ方向に作用する最大荷重 P'_{pm} として計算した．

5.4.2　性能評価

本報では，図 5-10 と表 5-2 に示す一般的な規模の外壁モデル[2)]を傾けた場合を想定して，本工法の性能評価を行った.

表 5-1 に示す θ_m に対応する仮想の外壁モデルが傾いた場合に自重によって単管パイプの長さ方向に作用する荷重 P'_{pm} を計算すると，表 5-1 に示すような値になる．P'_{pm} は，単管パイプの長さ h が短くなるほど大きな値になった．ここで，P_{pm}/P'_{pm} の値を α として表 5-1 に示す． α は本工法の強度の余裕の度合いを示しており， α の値が大きいほど外壁の転倒に対して強度に余裕があることを示す．実際の建設現場において，仮設構造物は，安全率が 2.0 以上であれば，個々の材料の材質的・寸法的なばらつき等に対して，安全側に対応できるものとされている[3)]． α の値は，単管パイプの長さがいずれの場合も 2.0 以上であるので，本工法を用いて，外壁の倒壊防止に対応できると考えられる.

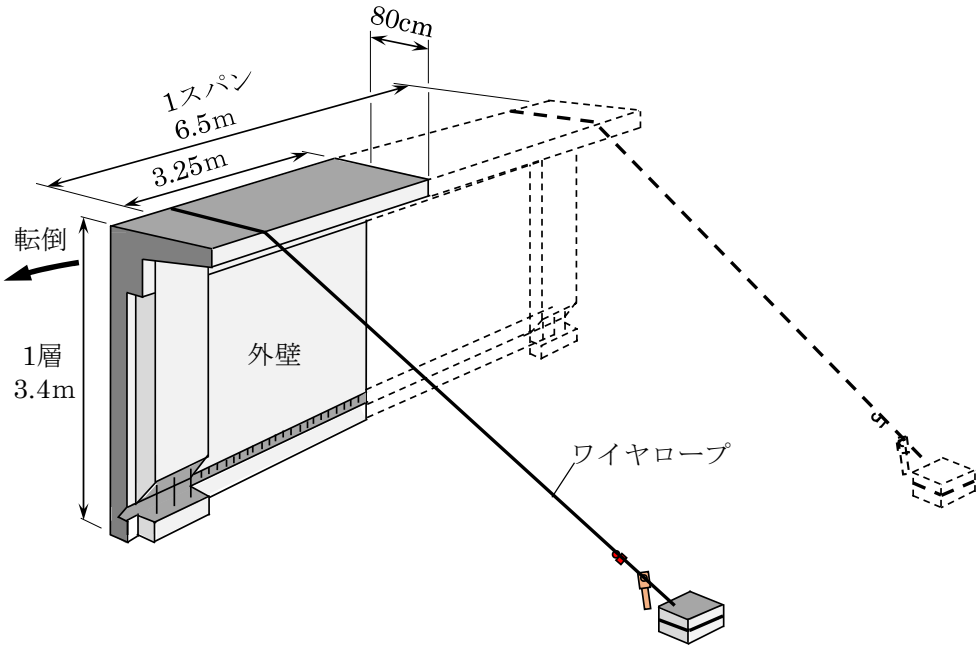


図 5-10　外壁モデルの簡略図

表 5-2　外壁モデルの寸法と材料の単位体積重量

部材	部位	寸法
壁	厚さ	18cm
柱	断面	80cm
		80cm
梁	断面	70cm
		40cm
スラブ	厚さ	15cm
	出の長さ	80cm
梁を含めた壁・柱	高さ	3.4m
壁・梁・スラブ	長さ	3.25m

材料	単位体積重量
鉄筋コンクリート	24kN/m^3

5.5　まとめ

本章では，仮設部材である単管パイプを用いた外壁の転倒防止工法を考案し，その工法の安全性について実験により検討した．検討結果，本工法を用いて，外壁の倒壊防止に対応できることが分かった．

なお，4 章のまとめにも示したが，本報で対象としている建物は，解体用機械を設置できない小規模なものである．この規模について，明確な定義がないため，本研究では，一般的な規模の建物について検討を行った．

また，本工法は，単管パイプと外壁とのなす角度が 30 度えあり，さらに，転倒方向に対して単管パイプは垂直に設置されていることを前提とする．そのため，施工精度の差によって α は減少する可能性があることに注意が必要である．

参考文献

1) 高橋弘樹，高梨成次，堀智仁，建築物の解体工事における仮設部材を用いた外壁の倒壊防止工法の基礎的な強度実験，労働安全衛生研究，Vol. 15, No. 1, pp. 13-22，2022.

2) 日本建築学会編，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.

3) 仮設工業会編，第 11 版 型枠支保工・足場工事 計画作成参画者研修テキスト，仮設工業会，2023.

6.　おわりに

本報では，建築物の解体工事における外壁の倒壊災害を防止するため，限られた条件ではあるが実験と計算を行い，鉄筋コンクリート造外壁の適切な切削方法とワイヤロープ等の張り方を検討するとともに，切削作業中の外壁倒壊防止工法について検討した.

付録１　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算方法

1.　はじめに

本付録１では，第２章に述べた下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算について詳しく解説する．

下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算の流れを図 1.1 に示す．図 1.1 より，本計算では，最初に，柱の材料であるコンクリートと主筋の応力とひずみの関係を設定した．次に，柱断面の曲げモーメントと曲率の関係を計算し，その後，柱部材の曲げモーメントと部材角の関係を計算した．柱部材の部材角が増加すると，切削部分の前方主筋が座屈することがあるので，最後に，切削部分の前方主筋の座屈の有無を判定した．

計算方法の詳細については，次節以降に示す．なお，本付録１では，本文第２章で行った柱の材料試験の結果を用いて示した．

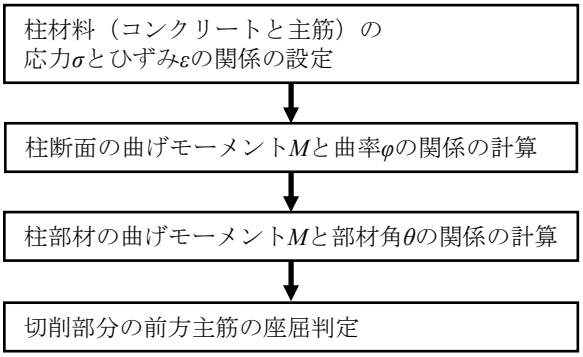


図 1.1　下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算の流れ

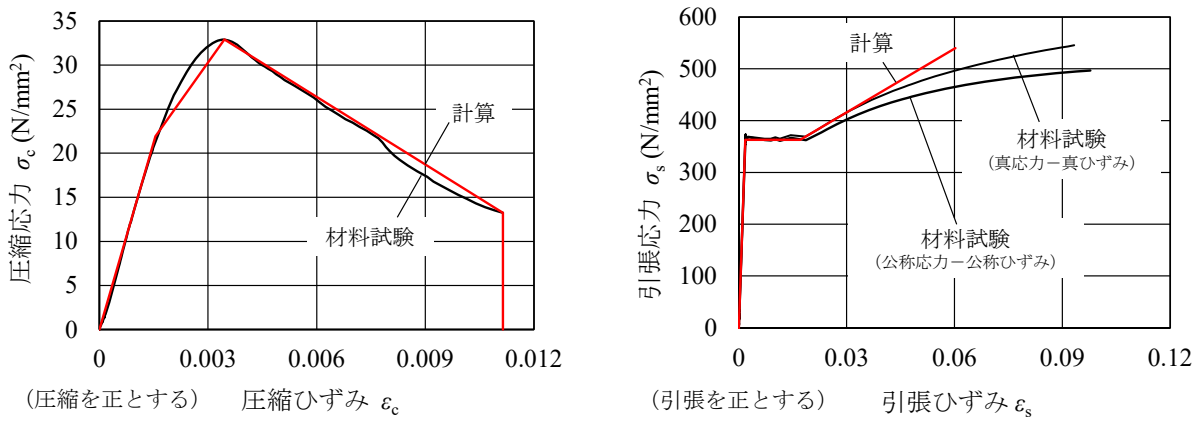
2.　柱材料の応力とひずみの設定

最初に，柱の材料であるコンクリートと主筋の応力とひずみの関係を設定した．柱の計算に用いたコンクリートと主筋の応力とひずみの関係を図 1.2 の赤線に，材料特性を表 1.1 に示す．コンクリートと主筋の応力とひずみの関係については，事前に材料試験によって調べ，その結果を参考に設定した．実物の柱のコンクリートと主筋の試験結果を図 1.2 と表 1.2 に示す．コンクリートについては圧縮試験を行い，主筋については引張試験を行った．図 1.2 と表 1.2 に示すコンクリートの圧縮強度は JIS A 1107[1)]と JIS A 1149[2)]に準じて行った試験結果であり，主筋の引張強度は JIS G 3112[3)]に準じて行った試験結果である．なお，計算に用いたコンクリートと主筋の応力とひずみの関係と，実物の柱のコンクリートと主筋の試験結果は，第２章で示した試験結果と同じである．

計算に用いたコンクリートの圧縮側の応力 σ_c とひずみ ε_c の関係は，図 1.2(a)に示すように，簡略的な

折線型とし，圧縮強度 σ_{cm} の 2/3 までは表 1.1(a)に示すヤング係数 E_c の直線関係とした[4]．図には示していないが，コンクリートの引張側の応力 σ_c とひずみ ε_c の関係も，簡略的な折線型とし，ヤング係数は圧縮側と同じとした．引張強度は圧縮強度の 1/10[5]として，応力 ε_c が引張強度に達したときに強度が 0 になると設定した．

計算に用いた主筋の引張側の応力 σ_s とひずみ ε_s の関係は，図 1.2(b)に示すように，材料試験結果の公称応力と公称ひずみの関係を，真応力と真ひずみの関係に変換し[6]，この真応力と真ひずみの関係を参考に降伏棚のある型[6]として設定した．また，主筋の圧縮側の応力 σ_s とひずみ ε_s の関係は，引張側の対称型とした[7]．



(a) コンクリート　　(b) 主筋

図 1.2 柱材料の応力とひずみの関係の例

表 1.1　計算に用いた柱の材料特性の例

(a)　コンクリート

ヤング係数 E_c (N/mm^2)	圧縮強度 σ_{cm} (N/mm^2)	圧縮強度に対応するひずみ ε_{cm}	終局強度 σ_{cu} (N/mm^2)	終局強度に対応するひずみ ε_{cu}
4,200	32.9	0.0035	13.2	0.011

(b)　主筋

主筋直径 d_s (mm^2)	ヤング係数 E_s (N/mm^2)	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	ひずみ硬化開始時のひずみ ε_{sy}	ひずみ硬化時の勾配 E_t (N/mm^2)	引張強さ σ_{st} (N/mm^2)
12.7	202,000	373	0.0194	2,800	515

表 1.2　柱の材料特性

(a)　コンクリート

コンクリートの種類	呼び強度 (N/mm^2)	スランプ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	セメントの種類	ヤング係数 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)
普通	24	18	20	N	14,200	32.9

(b)　主筋

種類	呼び名	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
SD295A	D13	202,000	373	515	27

3.　柱断面の曲げモーメントと曲率の計算

柱材料の応力とひずみの関係を設定した後，柱断面の曲げモーメントと曲率の関係を計算した．柱断面の曲げモーメントと曲率の関係の計算方法のフローチャートを図 1.3 に示す.

柱の切削部分の断面に軸力と曲げモーメントが作用した場合の応力とひずみの分布を図 1.4 に示す．図中の柱断面の色付の部分が，切削せずに残したコンクリートと主筋である．柱断面の曲げモーメント M と曲率 φ の関係の計算方法を以下に示す.

① 図 1.4 に示すような柱断面において，図の y 方向に，コンクリートと主筋を微小要素に分割する．微小要素内ではひずみ ε は一定であるとする.

② 平面保持の仮定の下に，図 1.4 (a)に示すように，柱断面に一定軸力を与え，軸力によるひずみ ε_n を次式のように計算する.

$$\varepsilon_n = \frac{N}{E_c A_e} = \frac{N}{E_c(A_c + nA_s)} = \frac{N}{E_c A_c + E_s A_s} \tag{1.1}$$

A_e: 等価断面積

A_c: コンクリートの断面積

A_s: 主筋の断面積

E_c: コンクリートのヤング係数

E_s: 主筋のヤング係数　　n: ヤング係数比　　N: 柱軸力

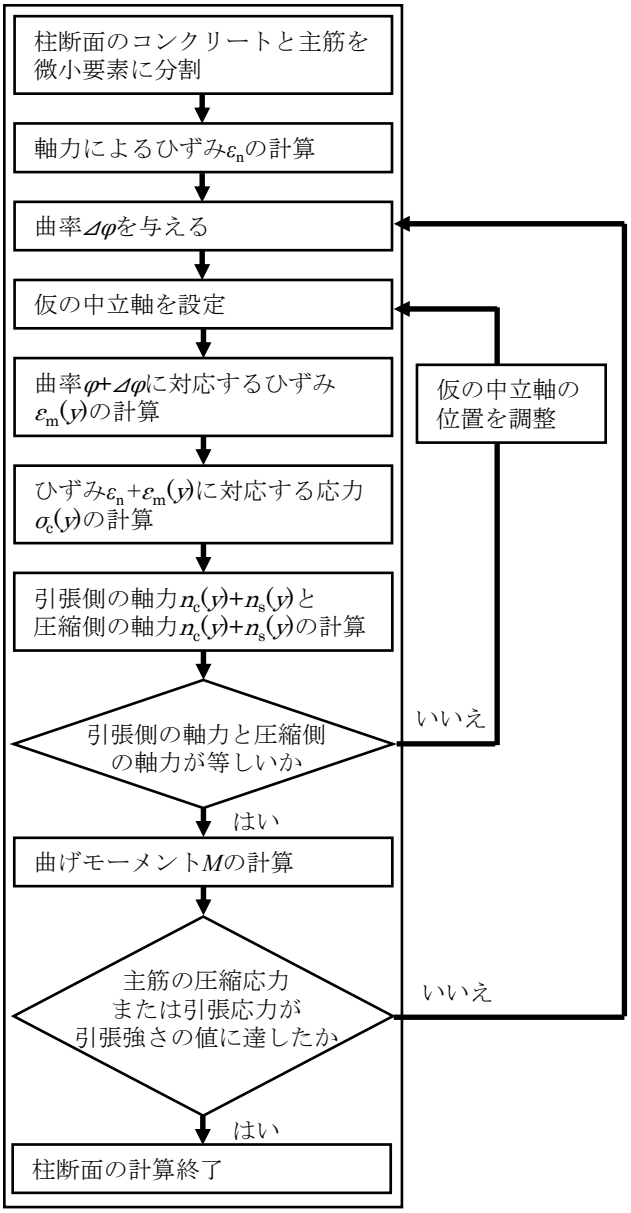


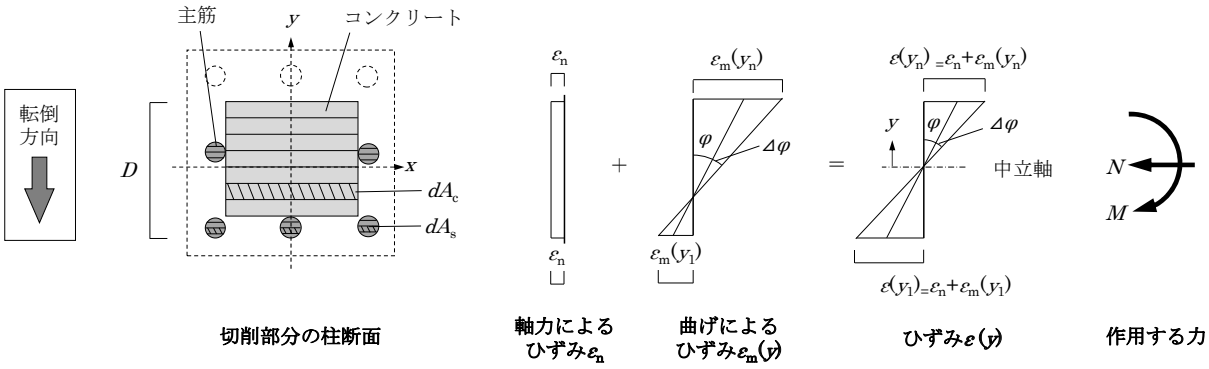
図 1.3　柱断面の曲げモーメントと曲率の関係の計算のフローチャート

③ 仮の中立軸を設定し，その仮の中立軸において，図 1.4(a)に示すように，微小の曲率$\varDelta\varphi$ を増分させる．

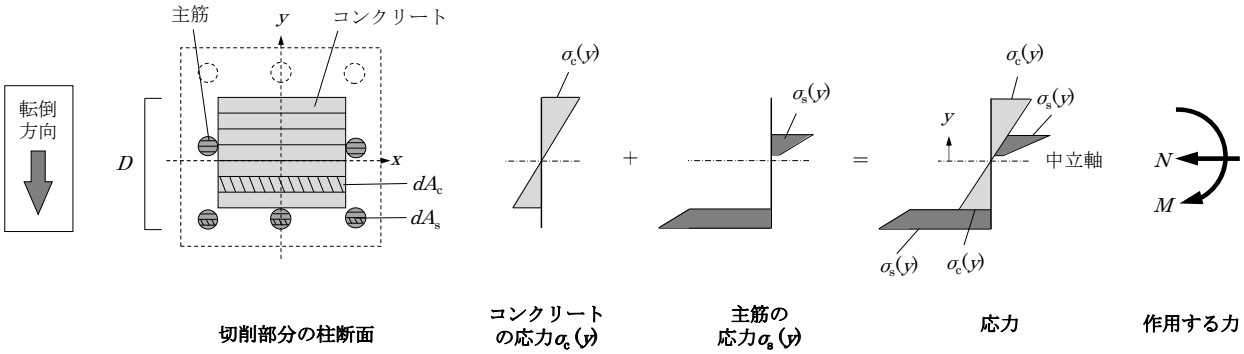
④ 各微小要素に $\varphi+\varDelta\varphi$ に対応するひずみ $\varepsilon_m(y)$を与える．ε_n と $\varepsilon_m(y)$を足したものを，各微小要素におけるひずみ $\varepsilon(y)$とする．このときの曲率 φ とひずみ ε の関係は、次式のように表される．

$$\varphi = \frac{\varepsilon(y_1) - \varepsilon(y_n)}{D} \tag{1.2}$$

D: 柱断面の y 方向の長さ　　$\varepsilon(y_1)$: 柱断面 y 方向下端部のひずみ　$\varepsilon(y_n)$: 柱断面 y 方向上端部のひずみ



(a) 切削部分の柱断面に生ずるひずみ



(b) 切削部分の柱断面に生ずる応力

図 1.4　切削部分の柱断面に生ずる応力とひずみ

⑤ 先に設定した図 1.2 に示す応力とひずみの関係を用いて，図 1.4 (b)に示すように，各微小要素のひずみ $\varepsilon(y)$に対応するコンクリートの応力 $\sigma_c(y)$と主筋の応力 $\sigma_s(y)$を計算する．図 1.4 (b)に示すように，$\sigma_c(y)$と $\sigma_s(y)$を足したものを，各微小要素における応力 $\sigma(y)$とする．

⑥ 各微小要素に作用する軸力を以下のように計算する．

$$n_c(y) = \sigma_c(y) \cdot dA_c(y) \tag{1.3}$$

$$n_s(y) = \sigma_s(y) \cdot dA_s(y) \tag{1.4}$$

$n_c(y)$: 各微小要素のコンクリートに作用する軸力

$n_s(y)$: 各微小要素の主筋に作用する軸力

$dA_c(y)$: 各微小要素のコンクリートの断面積

$dA_s(y)$: 各微小要素の主筋の断面積

⑦ 圧縮側の $n_c(y)$ と $n_s(y)$ の合計値と，引張側の $n_c(y)$ と $n_s(y)$ の合計値が，ほぼ等しくなるまで，仮の中立軸の位置を調整して，④以下の計算を行う．

⑧ 圧縮側の $n_c(y)$ と $n_s(y)$ の合計値と，引張側の $n_c(y)$ と $n_s(y)$ の合計値が，ほぼ等しくなったら，次式により柱断面に作用する曲げモーメント M を計算する．

$$M = \int \sigma_c(y) \cdot y_0 \cdot dA_c(y) + \int \sigma_s(y) \cdot y_0 \cdot dA_s(y) \tag{1.5}$$

y_0: 中立軸から各微小要素までの距離

⑨ $\Delta\varphi$ を新たに与え，③以下の計算を行う．

計算は，いずれかの主筋の圧縮応力または引張応力が引張強さの値に達するまで行う．

4. 柱部材の曲げモーメントと部材角の計算

柱断面の曲げモーメントと曲率の関係を計算した後，柱部材の曲げモーメントと部材角の関係を計算した．柱部材の曲げモーメントと部材角の関係の計算方法のフローチャートを図 1.5 に示す．

図 1.6(a)に示すように柱の頂部に力が作用して，柱が転倒すると，柱下端に曲げモーメント M が作用し，柱は部材角 θ となるような変形をすると考えられる．この柱の転倒を計算するため，図 1.6(b)ようなに示すようなモデルを用いて計算を行った．計算では，図 1.6(b)に示す柱下端の曲げモーメント M を増分させて，柱下端の部材角 θ を計算した．

図 1.6 (a)に示すように，柱に水平力 Q と自重 N' が作用すると，柱が転倒して，柱下端部に曲げモーメント M が作用する．この柱の転倒状態を，柱軸方向が鉛直方向になるように向きを変えて示したのが図 1.6 (b)である．この柱の変形状態は，図 1.6 (c)のように柱の下端をピン，上端をローラとして，柱下端に曲げモーメント M を作用させた場合と同じになる．ここで，図 1.6 (a)に示すように，柱の自重 N' が柱の頂部に作用すると仮定すると，柱に作用する軸力 N は，柱転倒前は自重 N' と同じ値であるが，柱が転倒すると，自重 N' と水平力 Q の柱軸方向成分の和の値になり，柱の転倒に伴って柱に作用する軸力 N は変動する．ただし，その変動幅は，柱の降伏軸力比の数パーセントと僅かであることから[8]，本報では，柱に作用する軸力 N を，柱の自重 N' が一定に作用するとして計算した．

柱部材の曲げモーメント M と部材角 θ の関係の計算方法を以下に示す.

① 図 1.7 に示すように，x 方向に柱を微小要素に分割する.

② 曲げモーメントが最大となるのは図 1.7 に示す O 点とし，O 点の曲げモーメントを微小量 ΔM_o 増分させる.

③ 軸力 N による付加曲げモーメント増分がない場合，ΔM_o の増分に対応する部材端の曲げモーメントの増分量 ΔM は次式により与えられる.

$$\Delta M = \frac{\Delta M_o}{1 - \frac{x_o}{l}} \tag{1.6}$$

x_o：柱下端から O 点までの距離，l: 柱の高さ

軸力 N のよる付加曲げモーメント増分がない場合の各点の曲げモーメント増分 $\Delta M(x)$ は次式で表される.

$$\Delta M(x) = \left(1 - \frac{x}{l}\right)\Delta M_1 = \left(\frac{l - x}{l - x_o}\right)\Delta M_0 \tag{1.7}$$

x：柱下端から各微小要素までの距離

④ 各点の曲げモーメント増分 $\Delta M(x)$ に対応する柱の変形増分 $\Delta\delta(x)$ を，先に計算した柱断面の曲げモーメントと曲率の関係を用いて計算する.

⑤ O 点における変形増分を $\Delta\delta_o$ とすると，O 点における付加曲げモーメントの増分は，$N\Delta\delta_o$ である．付加曲げモーメントを加えても O 点の曲げモーメント増分が ΔM_o となるためには，O 点で $-N\Delta\delta_o$ の曲げモーメントを加える必要がある．この付加曲げモーメントを考慮して，各点の曲げモーメント増分 $\Delta M(x)$ を計算すると，次式のようになる [9].

$$\Delta M(x) = \left\{\Delta\delta(x) - \left(\frac{l - x}{l - x_m}\right)\Delta\delta_o\right\}N \tag{1.8}$$

$\Delta\delta(x)$：各微小要素の変形増分

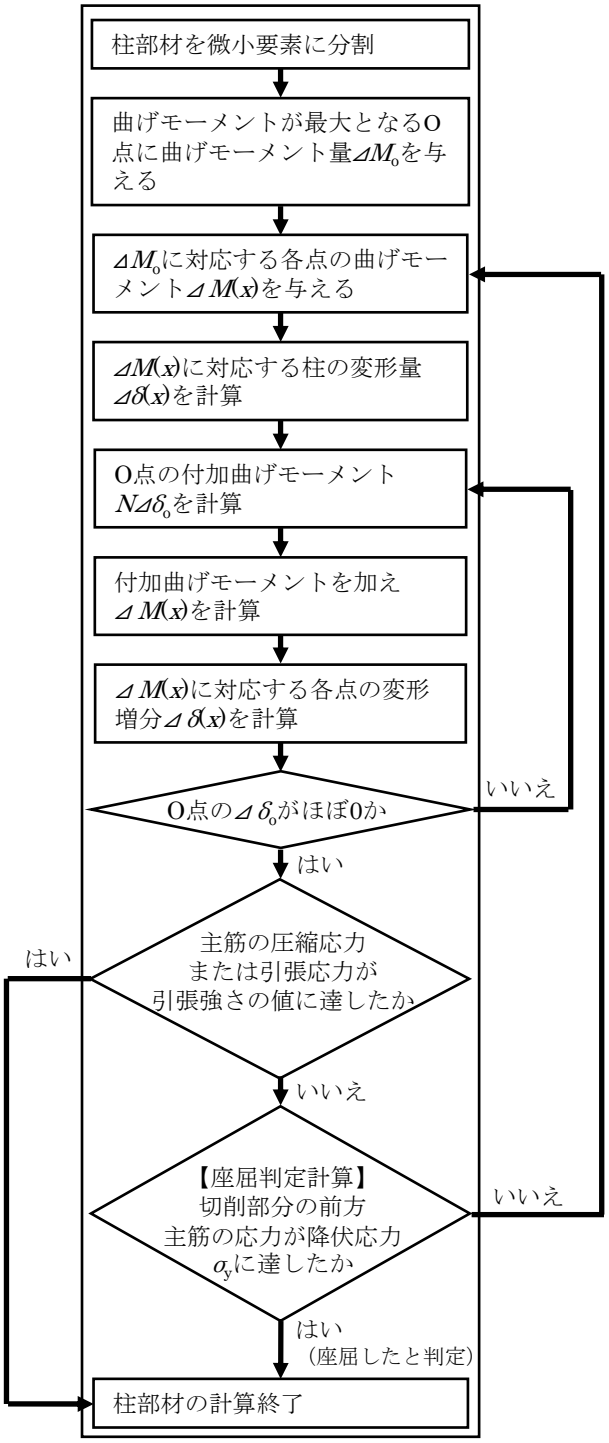
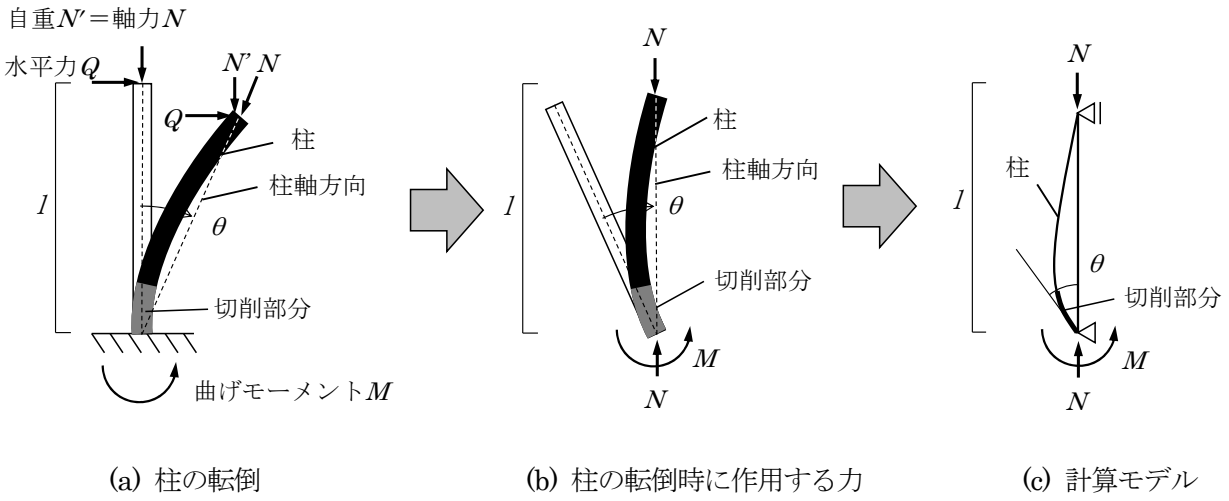


図 1.5 柱部材の曲げモーメントと部材角の関係の計算のフローチャート



(a) 柱の転倒　　(b) 柱の転倒時に作用する力　　(c) 計算モデル

図 1.6　柱転倒のモデル化

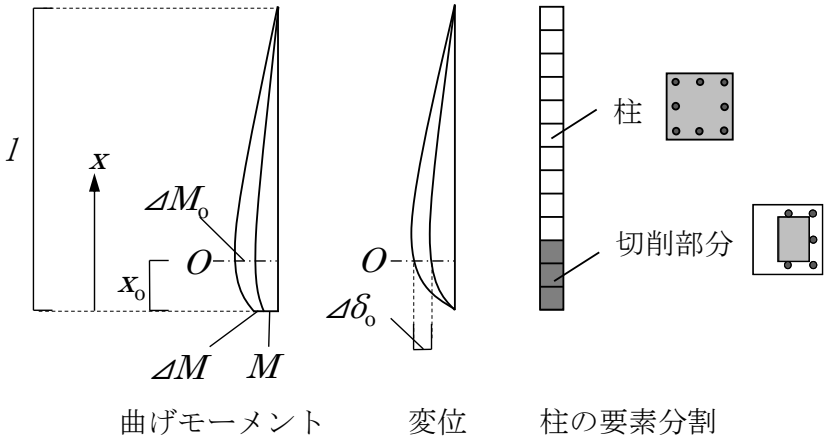


図 1.7　柱の要素分割と変位および曲げモーメント

⑥　各点の曲げモーメント増分$\Delta M(x)$に対応する各点の変形増分$\Delta\delta(x)$を，先に計算した柱断面の曲げモーメントと曲率の関係を用いて計算する．

⑦　⑤と⑥の操作を$\Delta\delta_0$が，ほぼ 0 に収束するまで繰り返す．

⑧　ΔM_0を新たに与え，② 以下の計算を行う．

計算はいずれかの主筋の圧縮応力または引張応力が引張強さの値に達するまで行う．

5.　切削部分の前方主筋の座屈判定

柱が転倒するとき，切削部分の前方主筋が座屈することを考慮して，切削部分の前方主筋の応力が，次式のように降伏応力 σ_{sy} に達したとき，座屈すると判定した.

$$\sigma_{sy} \leq \frac{N_s(x)}{A_s} + \frac{N_s(x) \cdot \delta_s(x)}{Z_s} \tag{1.9}$$

$N_s(x)$: 前方主筋の各要素に作用する軸力

$\delta_s(x)$: 図 1.8 に示す切削部分の前方主筋の端部 O_1 と O_2 を結んだ直線と前方主筋との距離

A_s: 前方主筋の断面積

Z_s: 前方主筋の断面係数

計算は，主筋応力が引張強さに達するか，式 1.9 より前方主筋が座屈すると判定されるまで行う.

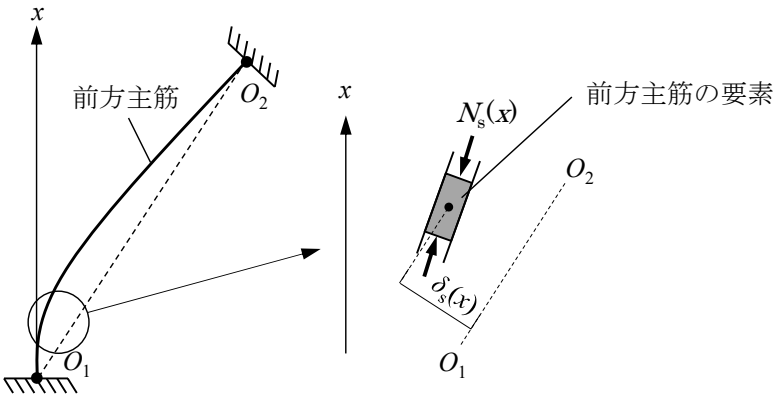


図 1.8　切削部分の前方主筋の変形

参考文献

1) JIS A 1107，コンクリートからのコアの採取方法 及び圧縮強度試験方法，日本産業規格，2012.

2) JIS A 1149，コンクリートの静弾性係数試験方法，日本産業規格，2017.

3) JIS G 3112，鉄筋コンクリート用棒鋼，日本産業規格，2010.

4) 市之瀬敏勝，鉄筋コンクリート構造，共立出版，2000.

5) 日本建築学会編，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.

6) 新井祐一郎，半貫敏夫，秋山宏，従来スカラップ工法による実大鋼構造柱梁接合部の延性破壊―脆性破壊遷移実験．日本建築学会構造系論文集，73，pp. 1649-1656，2008.

7) 井上一朗，建築鋼構造の理論と設計，京都大学学術出版会，2000.

8) 高橋弘樹，高梨成次，堀智仁，転倒工法における柱の縁切り型に関する検討，労働安全衛生研究，Vol. 13, No. 2, pp. 117-124，2020.

9) 加藤勉，秋山宏，鋼構造柱部材の降伏耐力について，日本建築学会論文報告集，198，pp. 23-31，1972.

付録 2　下部の一部を切削した外壁の転倒強度の計算方法

1.　はじめに

本付録 2 では，第 3 章で行った下部の一部を切削した外壁の転倒強度の計算方法を示す.

下部の一部を切削した外壁の転倒強度の計算の流れを図 2.1 に示す. 図 2.1 より，本計算では，最初に，外壁の材料である柱と壁のコンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係を設定した．次に，外壁断面の曲げモーメントと曲率の関係を計算し，その後，外壁の曲げモーメントと部材角の関係を計算した．外壁の部材角が増加すると，切削部分の前方鉄筋が座屈することがあるので，最後に，切削部分の前方鉄筋の座屈の有無を判定した.

計算方法の詳細については，次節以降に示す．なお，ここでは，本文第 3 章で行った外壁の柱部分と壁部分の材料試験の結果を用いて示した．また，柱の鉄筋については主筋を示し，壁の鉄筋については縦筋を示した.

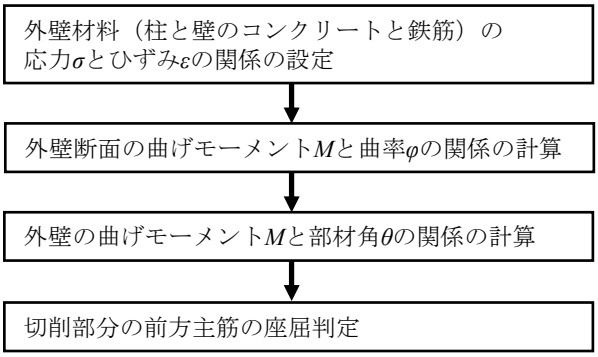
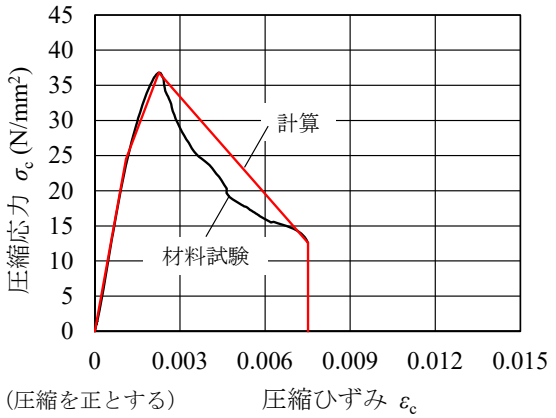


図 2.1 下部の一部を切削した柱の転倒強度の計算の流れ

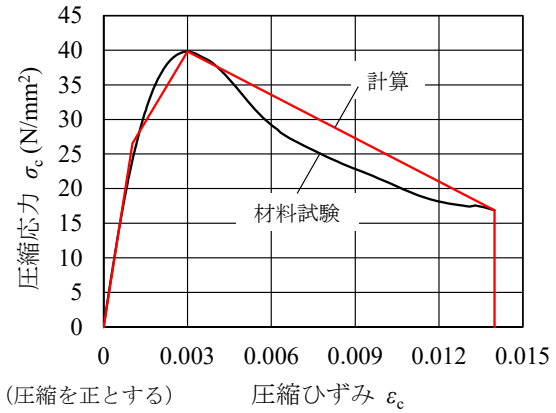
2.　外壁材料の応力とひずみの設定

最初に，外壁の材料であるコンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係を設定した．外壁の計算に用いた柱と壁のコンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係を図 2.2 の赤線に，材料特性を表 2.1 に示す．コンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係については，事前に材料試験により，実物の外壁のコンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係を調べ，これらの結果を参考に設定した．実物の外壁のコンクリートと主筋の試験結果を図 2.2 と表 2.2 に示す．コンクリートについては圧縮試験を行い，主筋については引張試験を行った．図 2.2 と表 2.2 に示すコンクリートの圧縮強度は JIS A 1107[1)]と JIS A 1149[2)]に準じて行った試験結果であり，鉄筋の引張強度は JIS G 3112[3)]に準じて行った試験結果である．なお，計算に用いたコンクリートと鉄筋の応力とひずみの関係と，実物の外壁のコンクリートと鉄筋の試験結果は，第 3 章で示した試験結果と同じである.

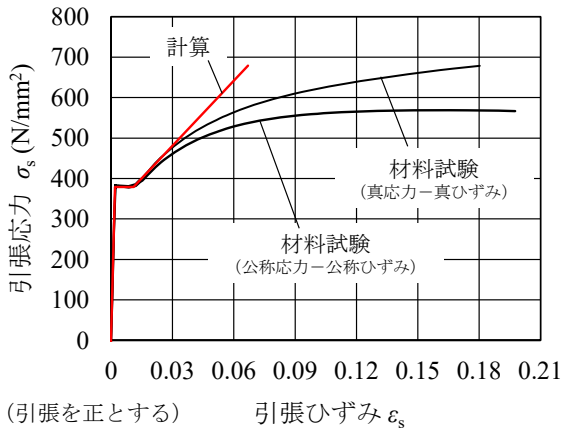
計算に用いたコンクリートの圧縮側の応力 σ_c とひずみ ε_c の関係は，図 2.2(a)に示すように，簡略的な



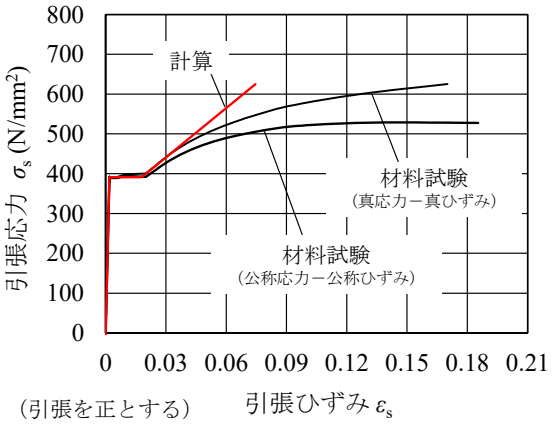
(a) 柱コンクリート



(b) 壁コンクリート



(c) 柱主筋



(d) 壁縦筋

図 2.2　材料の応力とひずみの関係

表 2.1　計算に用いた試験体の材料特性

(a)　コンクリート

試験体の部位	ヤング係数 E_c (N/mm^2)	圧縮強度 σ_{cm} (N/mm^2)	圧縮強度に対応するひずみ ε_{cm}	終局強度 σ_{cu} (N/mm^2)	終局強度に対応するひずみ ε_{cu}
柱	22,300	36.8	0.00226	12.6	0.0075
壁	25,700	39.8	0.00301	16.9	0.0140

(b)　鉄筋

試験体の部位	主筋直径 d_s (mm^2)	ヤング係数 E_s (N/mm^2)	降伏点 σ_{sy} (N/mm^2)	ひずみ硬化開始時のひずみ ε_{sy}	ひずみ硬化時の勾配 E_t (N/mm^2)	引張強さ σ_{st} (N/mm^2)
柱主筋	12.7	190,000	382	0.002	5,354	679
壁縦筋	9.53	206,000	391	0.0019	4,144	625

表 2.2　試験体の材料特性

(a)　コンクリート

試験体の部位	コンクリートの種類	呼び強度 (N/mm^2)	スランプ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	セメントの種類	ヤング係数 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)
柱	普通	24	18	20	N	22,300	36.8
壁	普通	24	18	20	N	25,800	39.9

(b)　鉄筋

試験体の部位	種類	呼び名	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
柱主筋	SD345	D22	190,000	382	568	24
壁縦筋	SD295A	D10	206,000	391	529	27

折線型とし，圧縮強度 σ_{cm} の 2/3 までは表 2.2(a)に示すヤング係数 E_c の直線関係とした[4]．図には示していないが，コンクリートの引張側の応力 σ_c とひずみ ε_c の関係も，簡略的な折線型とし，ヤング係数は圧縮側と同じとした．引張強度は圧縮強度の 1/10[5]として，応力 ε_c が引張強度に達したときに強度が 0 になると設定した．

計算に用いた鉄筋の引張側の応力 σ_s とひずみ ε_s の関係は，図 2.2(b)に示すように，材料試験結果の公称応力と公称ひずみの関係を，真応力と真ひずみの関係に変換し[6]，この真応力と真ひずみの関係を参考に降伏棚のある型[6]として設定した．また，鉄筋の圧縮側の応力 σ_s とひずみ ε_s の関係は，引張側の対称型と仮定した[7]．

3.　外壁断面の曲げモーメントと曲率の計算

外壁材料の応力とひずみの関係を設定した後，外壁断面の曲げモーメントと曲率の関係を計算した．外壁断面の曲げモーメントと曲率の関係の計算方法のフローチャートを図 2.3 に示す．

外壁の切削部分の断面に軸力と曲げモーメントが作用した場合の応力とひずみの分布を図 2.4 に示す．図中の外壁断面の色付の部分が，切削せずに残したコンクリートと鉄筋である．外壁断面の曲げモーメント M と曲率 φ の関係の計算方法を以下に示す．

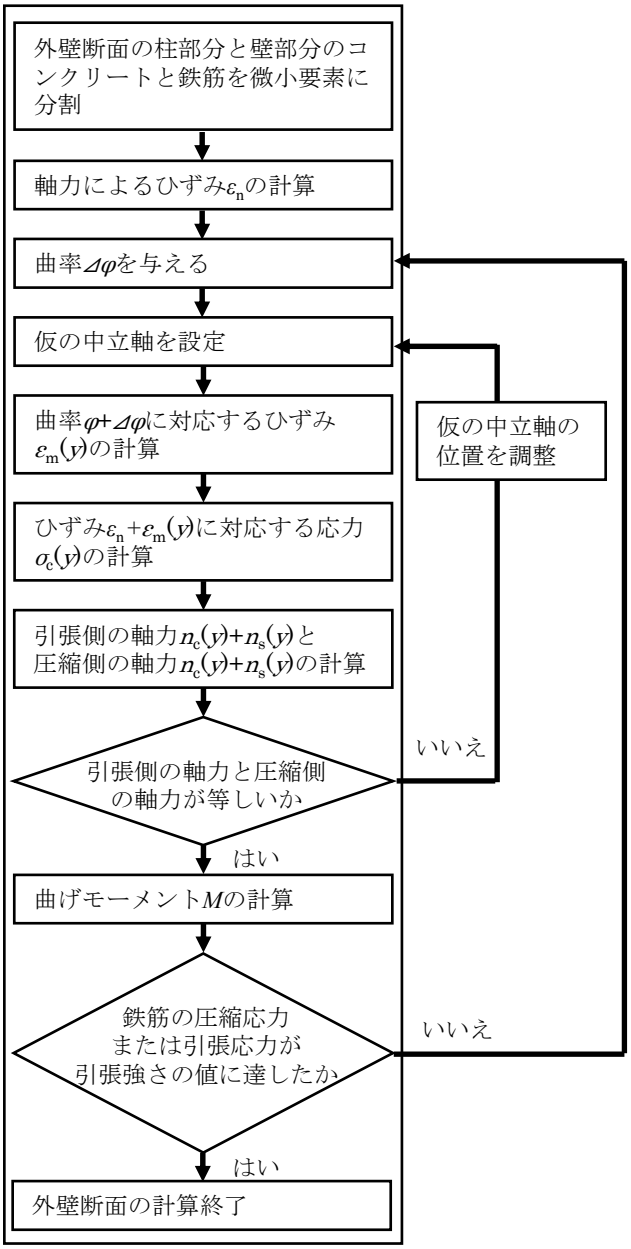
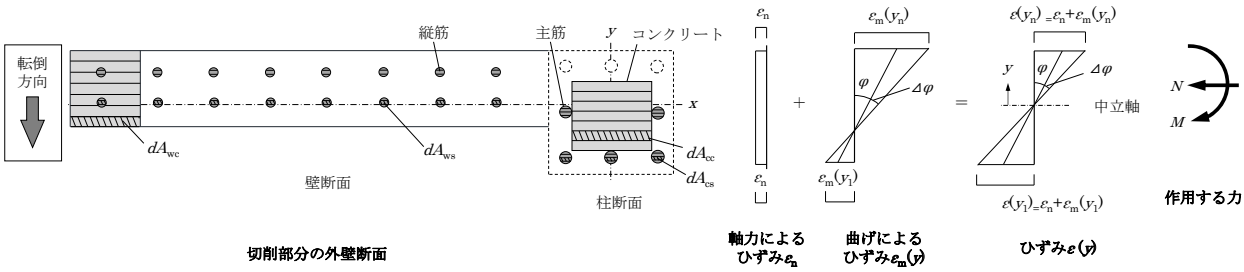
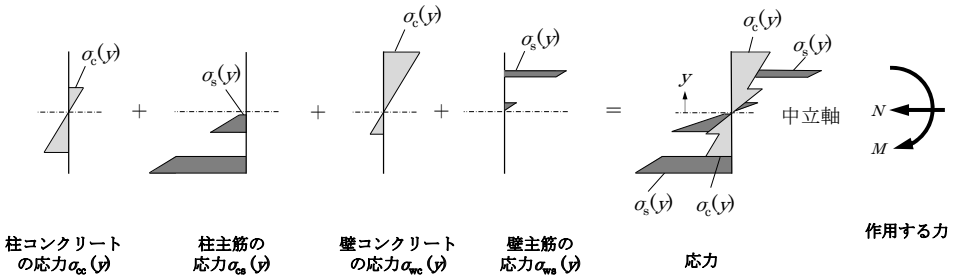


図 2.3　外壁断面の曲げモーメントと曲率の関係の計算のフローチャート

① 図 2.4 に示すような外壁断面において，図の y 方向に，コンクリートと鉄筋を微小要素に分割する．微小要素内ではひずみ ε は一定であるとする．



(a) 切削部分の外壁断面に生ずるひずみ



(b) 切削部分の外壁断面に生ずる応力

図 2.4　切削部分の外壁断面に生ずる応力とひずみ

② 平面保持の仮定の下に，図 2.4 (a)に示すように，外壁断面に一定軸力を与え，軸力によるひずみ ε_n を次式のように計算する．

$$\varepsilon_n = \frac{N}{E_{cc}A_e} = \frac{N}{E_{cc}(A_{cc} + n_{cs}A_{cs} + n_{wc}A_{wc} + n_{ws}A_{ws})} = \frac{N}{E_{cc}A_{cc} + E_{cs}A_{cs} + E_{ws}A_{ws} + E_{ws}A_{ws}} \tag{2.1}$$

N: 外壁に作用する軸力　　A_e: 等価断面積

A_{cc}: 柱コンクリートの断面積　　A_{cs}: 柱主筋の断面積

A_{wc}: 壁コンクリートの断面積　　A_{ws}: 壁縦筋の断面積

E_{cc}: 柱コンクリートのヤング係数　　E_{cs}: 柱主筋のヤング係数

E_{wc}: 壁コンクリートのヤング係数　　E_{ws}: 壁縦筋のヤング係数

n_{cs}: 柱主筋のヤング係数比（$= E_{cs} / E_{cc}$）

n_{wc}: 壁コンクリートのヤング係数比（$= E_{wc} / E_{cc}$）　　n_{ws}: 壁縦筋のヤング係数比（$= E_{ws} / E_{cc}$）

③ 仮の中立軸を設定し, その仮の中立軸において, 図 2.4(a)に示すように, 微小の曲率$\Delta\varphi$を増分させる.

④ 各微小要素に $\varphi+\Delta\varphi$ に対応するひずみ $\varepsilon_m(y)$を与える．ε_n と $\varepsilon_m(y)$を足したものを，各微小要素におけるひずみ $\varepsilon(y)$とする．このときの曲率 φ とひずみ ε の関係は、次式のように表される.

$$\varphi = \frac{\varepsilon(y_1) - \varepsilon(y_n)}{D} \tag{2.2}$$

D: 外壁断面の y 方向の長さ

$\varepsilon(y_1)$: 外壁断面 y 方向下端部のひずみ

$\varepsilon(y_n)$: 外壁断面 y 方向上端部のひずみ

⑤ 先に設定した図 2.2 に示す応力とひずみの関係を用いて，図 2.4 (b)に示すように，各微小要素のひずみ $\varepsilon(y)$に対応する柱コンクリートの応力 $\sigma_{cc}(y)$, 柱主筋の応力 $\sigma_{cs}(y)$, 壁コンクリートの応力 $\sigma_{wc}(y)$, および壁縦筋の応力 $\sigma_{ws}(y)$を計算する．図 2.4 (b)に示すように，$\sigma_{cc}(y)$，$\sigma_{cs}(y)$，$\sigma_{wc}(y)$，$\sigma_{ws}(y)$を足したものを，各微小要素における応力 $\sigma(y)$とする.

⑥ 各微小要素に作用する軸力を以下のように計算する.

$$n_{cc}(y) = \sigma_{cc}(y) \cdot dA_{cc}(y) \tag{2.3}$$

$$n_{cs}(y) = \sigma_{cs}(y) \cdot dA_{cs}(y) \tag{2.4}$$

$$n_{wc}(y) = \sigma_{wc}(y) \cdot dA_{wc}(y) \tag{2.5}$$

$$n_{ws}(y) = \sigma_{ws}(y) \cdot dA_{ws}(y) \tag{2.6}$$

$n_{cc}(y)$: 柱コンクリートの各微小要素に作用する軸力

$n_{cs}(y)$: 柱主筋の各微小要素に作用する軸力

$n_{wc}(y)$: 壁コンクリートの各微小要素に作用する軸力

$n_{ws}(y)$: 壁縦筋の各微小要素に作用する軸力

$dA_{cc}(y)$: 柱コンクリートの断面積　　$dA_{cs}(y)$: 柱主筋の断面積

$dA_{wc}(y)$: 壁コンクリートの断面積　　$dA_{ws}(y)$: 壁縦筋の断面積

⑦ 圧縮側の $n_{cc}(y)$，$n_{cs}(y)$，$n_{wc}(y)$，$n_{ws}(y)$の合計値と，引張側の $n_{cc}(y)$，$n_{cs}(y)$，$n_{wc}(y)$，$n_{ws}(y)$の合計値が，ほぼ等しくなるまで，仮の中立軸の位置を調整して，④以下の計算を行う．

⑧ 圧縮側の $n_{cc}(y)$，$n_{cs}(y)$，$n_{wc}(y)$，$n_{ws}(y)$の合計値と，引張側の $n_{cc}(y)$，$n_{cs}(y)$，$n_{wc}(y)$，$n_{ws}(y)$の合計値が，ほぼ等しくなったら，次式により外壁断面に作用する曲げモーメント Mを計算する．

$$M = \int \sigma_{cc}(y) \cdot y_o \cdot dA_{cc}(y) + \int \sigma_{cs}(y) \cdot y_o \cdot dA_{cs}(y)$$

$$+ \int \sigma_{wc}(y) \cdot y_o \cdot dA_{wc}(y) + \int \sigma_{ws}(y) \cdot y_o \cdot dA_{ws}(y) \tag{2.7}$$

y_o: 中立軸から各微小要素までの距離

⑨ $\Delta\varphi$を新たに与え，③以下の計算を行う．

計算は，いずれかの縦筋の圧縮応力または引張応力が引張強さの値に達するまで行う．

4. 外壁の曲げモーメントと部材角の計算

外壁の曲げモーメントと曲率の関係を計算した後，外壁の曲げモーメントと部材角の関係を計算した．外壁の曲げモーメントと部材角の関係の計算方法のフローチャートを図 2.5 に示す．

図 2.6(a)に示すように外壁の頂部に力が作用して，外壁が転倒すると，外壁下端に曲げモーメント Mが作用し，外壁は部材角 θとなるような変形をすると考えられる．この外壁の転倒を計算するため，図 2.6(b)ようなに示すようなモデルを用いて計算を行った．計算では，図 2.6(b)に示す外壁下端の曲げモーメント Mを増分させて，外壁下端の部材角 θを計算した．

図 2.6 (a)に示すように，外壁に水平力 Qと自重 N' が作用すると，外壁が転倒して，外壁下端部に曲げモーメント Mが作用する．この外壁の転倒状態を，外壁軸方向が鉛直方向になるように向きを変えて示したのが図 2.6 (b)である．この外壁の変形状態は，図 2.6 (c)のように外壁の下端をピン，上端をローラとして，外壁下端に曲げモーメント Mを作用させた場合と同じになる．ここで，図 2.6 (a)に示すように，外壁の自重 N' が外壁の頂部に作用すると仮定すると，外壁に作用する軸力 Nは，外壁転倒前は自重 N' と同じ値であるが，外壁が転倒すると，自重 N' と水平力 Pの外壁軸方向成分の和の値になり，外壁の転倒に伴って外壁に作用する軸力 Nは変動する．ただし，その変動幅は，外壁の降伏軸力比の数パーセントと僅かであることから[8]，本報では，外壁に作用する軸力 N を，外壁の自重 N' が一定に作用するとして計算した．

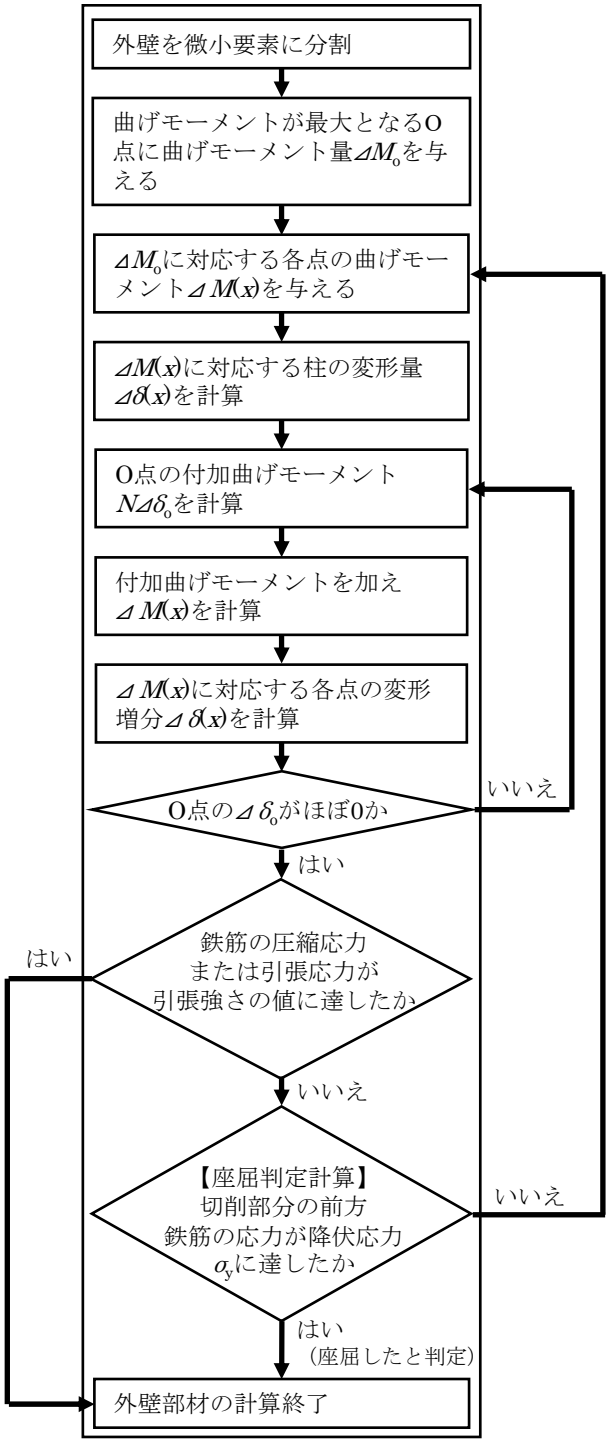
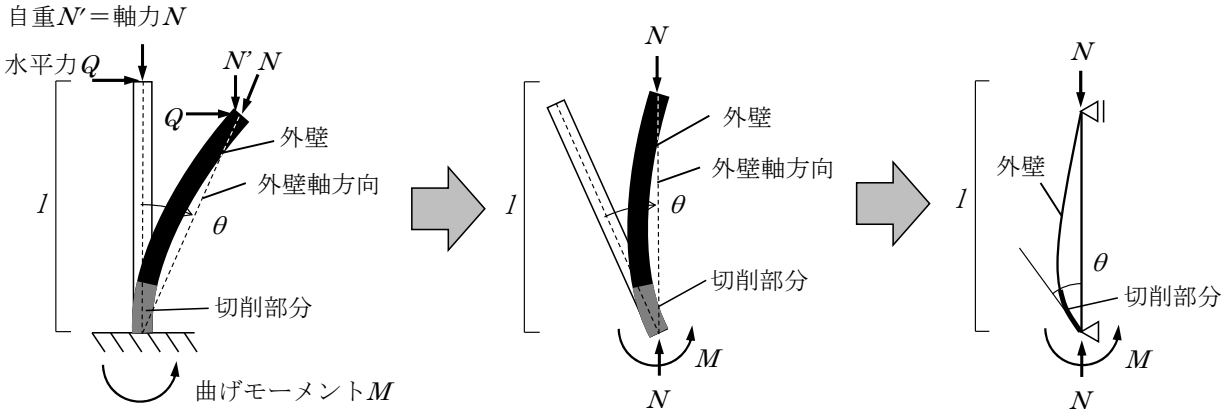


図 2.5　外壁の曲げモーメントと部材角の関係の計算のフローチャート

外壁部材の曲げモーメント M と部材角 θ の関係の計算方法を以下に示す.

① 図 2.7 に示すように，x 方向に外壁を微小要素に分割する.

② 曲げモーメントが最大となるのは図 2.7 に示す O 点とし，O 点の曲げモーメントを微小量 ΔM_0 増分させる.



(a) 外壁の転倒　　(b) 外壁の転倒時に作用する力　　(c) 計算モデル

図 2.6　外壁転倒のモデル化

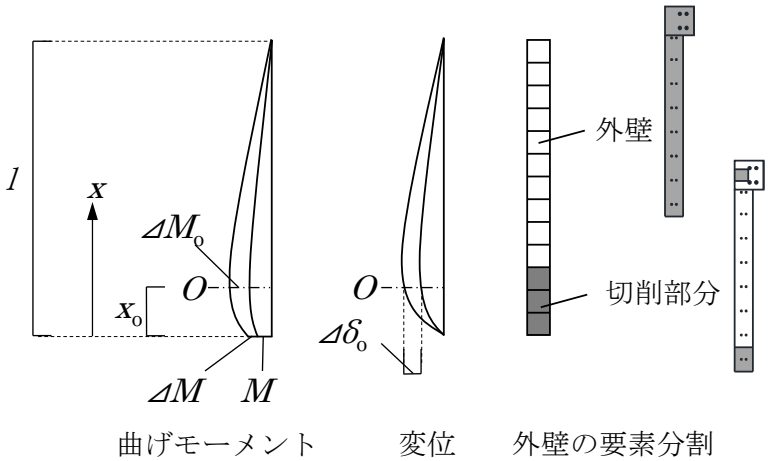


図 2.7　外壁の要素分割と変位および曲げモーメント

③　軸力 N による付加曲げモーメント増分がない場合，ΔM_o の増分に対応する部材端の曲げモーメントの増分量ΔMは次式により与えられる．

$$\Delta M = \frac{\Delta M_o}{1 - \frac{x_o}{l}} \tag{2.8}$$

x_o：外壁下端から O 点までの距離，l: 外壁の高さ

軸力 Nのよる付加曲げモーメント増分がない場合の各点の曲げモーメント増分$\Delta M(x)$は次式で表される．

$$\Delta M(x) = \left(1 - \frac{x}{l}\right)\Delta M_1 = \left(\frac{l - x}{l - x_o}\right)\Delta M_0 \tag{2.9}$$

x：外壁下端から各微小要素までの距離

④ 各点の曲げモーメント増分$\Delta M(x)$に対応する外壁の変形増分$\Delta\delta(x)$を，先に計算した外壁断面の曲げモーメントと曲率の関係を用いて計算する．

⑤　O 点における変形増分を$\Delta\delta_o$とすると，O 点における付加曲げモーメントの増分は，$N\Delta\delta_o$である．付加曲げモーメントを加えても O 点の曲げモーメント増分がΔM_oとなるためには，O 点で$-N\Delta\delta_o$の曲げモーメントを加える必要がある．この付加曲げモーメントを考慮して，各点の曲げモーメント増分$\Delta M(x)$を計算すると，次式のようになる[9]．

$$\Delta M(x) = \left\{\Delta\delta(x) - \left(\frac{l - x}{l - x_m}\right)\Delta\delta_o\right\}N \tag{2.10}$$

$\Delta\delta(x)$：各微小要素の変形増分

⑥　各点の曲げモーメント増分$\Delta M(x)$に対応する各点の変形増分$\Delta\delta(x)$を，先に計算した外壁断面の曲げモーメントと曲率の関係を用いて計算する．

⑦　⑤と⑥の操作を$\Delta\delta_0$が，ほぼ 0 に収束するまで繰り返す.

⑧　　ΔM_0を新たに与え，②以下の計算を行う.

計算はいずれかの縦筋の圧縮応力また引張応力が引張強さの値に達するまで行う.

5.　切削部分の前方鉄筋の座屈判定

外壁が転倒するとき，切削部分の前方鉄筋が座屈することを考慮して，柱または壁の切削部分の前方鉄筋の応力が，次式のように降伏応力 σ_{sy}に達したとき，座屈すると判定した.

$$\sigma_{sy} \leq \frac{N_s(x)}{A_s} + \frac{N_s(x) \cdot \delta_s(x)}{Z_s} \tag{2.11}$$

$N_s(x)$: 前方鉄筋の各要素に作用する軸力

$\delta_s(x)$: 図 2.8 に示す切削部分の前方主筋の端部 O_1 と O_2を結んだ直線と前方鉄筋との距離

A_s: 前方鉄筋の断面積

Z_s: 前方鉄筋の断面係数

計算は，鉄筋の圧縮応力または引張応力が引張強さの値に達するか，前方鉄筋が座屈すると判定されるまで行う.

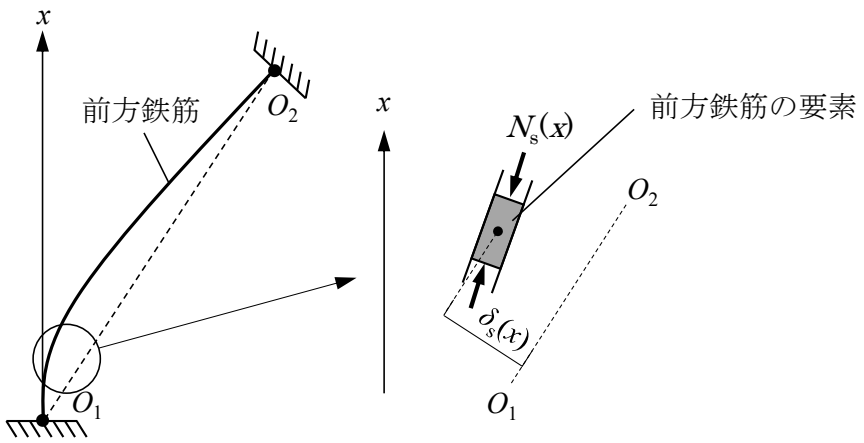


図 2.8　切削部分の前方鉄筋の変形

参考文献

1) JIS A 1107，コンクリートからのコアの採取方法 及び圧縮強度試験方法，日本産業規格，2012.

2) JIS A 1149，コンクリートの静弾性係数試験方法，日本産業規格，2017.

3) JIS G 3112，鉄筋コンクリート用棒鋼，日本産業規格，2010.

4) 市之瀬敏勝，鉄筋コンクリート構造，共立出版，2000.

5) 日本建築学会編，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.

6) 新井祐一郎，半貫敏夫，秋山宏，従来スカラップ工法による実大鋼構造柱梁接合部の延性破壊―脆性破壊遷移実験．日本建築学会構造系論文集，73，pp. 1649-1656，2008.

7) 井上一朗，建築鋼構造の理論と設計，京都大学学術出版会，2000.

8) 高橋弘樹，高梨成次，堀智仁，転倒工法における柱の縁切り型に関する検討，労働安全衛生研究，Vol. 13, No. 2, pp. 117-124，2020.

9) 加藤勉，秋山宏，鋼構造柱部材の降伏耐力について，日本建築学会論文報告集，198，pp. 23-31，1972.

労働安全衛生総合研究所技術資料　　JNIOSH-TD-NO.10（2025）

発行日　令和7年1月31日　発　行
発行者　独立行政法人労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所
〒204－0024　東京都清瀬市梅園1丁目4番6号
電話　(042)491－4512(代)

印刷所　株式会社　アトミ

TECHNICAL DOCUMENT
OF
THE NATIONAL INSTITUTE OF OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH

JNIOSH-TD-NO.10 (2025)

Prevention Measures for Collapse of External Walls in Building Demolition

NATIONAL INSTITUTE OF
OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH
1-4-6, Umezono, Kiyose, Tokyo 204-0024, JAPAN