

高張力鋼（SM570）を使用した
コンクリート充填矩形鋼製橋脚に関する研究

Study on concrete-filled steel bridge piers using high-strength steel (SM570)

神田 信也

Shinya Kanda

2023年9月

論文要旨

大規模な地震の経験から得た知見をもとに、道路構造物の耐震性能はその都度見直されている。さらに、解析技術の進歩により、より高度な設計が求められている。一方、道路構造物の高齢化や交通ネットワークの強化に伴い、道路構造物を大規模に更新または改築する事業が増加している。これらの事業における耐震設計は上述の通り高度化が求められている。既設構造物の耐力を越える地震力が想定される場合、構造物の部分的な塑性化を許容することや新たにダンパーを設置するなどエネルギーを新たにどこかで吸収させる設計を行う。構造物の塑性化を許容する設計は、解析技術の進歩により、精度の良く実現象を再現し塑性化の範囲やその程度を把握することが可能となっている。しかしながら、現行の道路橋示方書において、繰返し履歴特性が十分に明らかにされていない材料は塑性化を許容する部位に使用してはならないことになっている。具体的には高張力鋼（SM570）がそれに該当する。したがって、既設構造物に高張力鋼（SM570）が使用されている場合、ダンパー等の制振デバイスで応答値を弾性域まで下げる手法や当て板等により弾性域まで耐力を上げる大規模な補強が必要となる。

首都高速道路において、高張力鋼（SM570）を使用した鋼製橋脚は全体基数の3割程度に及ぶことが分かっている。上述の通り、耐震性能の要求見直しに伴い既設橋脚を照査すると必ずしも塑性化しないとは言いきれない。また、首都直下型地震の被害想定が公表されているように、大規模地震が明日にでも発生する恐れがある。しかしながら、都市内高速道路という性質上、施工スペースが限られ、大規模な補強は現実的ではない。その為、高張力鋼（SM570）を使用した鋼製橋脚の地震時変形性能を把握し、許容できる塑性化の程度を明らかにすることは、補強規模の最適化に繋がる。

そこで本研究は、高張力鋼（SM570）の引張試験や繰返し試験、供試体を使った正負交番載荷試験、弾塑性有限要素解析を行って、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形断面鋼製橋脚の地震時変形性能を明らかにした。

第1章では、本研究の背景である高張力鋼（SM570）が使用された鋼製橋脚の地震時変形性能を把握することの必要性を示し、これまで経験した地震被害とその対策に触れ、既往の研究について調べている。そして上記を踏まえ、本研究の目的について述べている。

第2章では、首都高速道路における高張力鋼（SM570）の使用状況について、しゅん功面や管理データを基に、橋脚数や部位を明らかにしている。高張力鋼（SM570）が使用されている橋脚は約1600基、部位は鋼製橋脚の隅角部や柱基部など、高い耐力を必要とする箇所で使用されていた。また、鋼板の製造年代による整理や橋脚基部における座屈パラメータを算出した。そして、1990年を境に熱加工制御（以下、TMCと表記）が普及され、それ以前は焼入焼戻し（以下、Qと表記）を使用していること、幅厚比パラメータは満足しているが、一部の橋脚で細長比パラメータが現行の基準を満足していないことを示している。

第3章では、鋼材の製造方法の違いによる機械的性質と繰返し塑性履歴特性の差異について、材料試験と弾塑性解析にて確認している。第2章で示すように首都高速道路では、製造工程の熱処理の違いにより、QとTMCの鋼材が使用されている。材料試験結果は、引張試験においてTMCに降伏棚が表れなかったが、その他明瞭な差異は認められなかった。また、繰返し載荷試験の結果は、Bauschinger効果、Masing効果、繰返し軟化がQとTMCで確認され、繰返し特性に顕著な差はなかったことを示している。そして、これらの試験データを用いて、SM570TMCの繰返し弾塑性構成則を提案している。なお、構成則は実務者が導入し易い商用ソフトに多く実装されているChaboche-Rousselierのモデルを用いた。既往の研究で提案されているSM570Qの構成則と今回提案したSM570TMCの構成則を用いて、4辺単純支持板の弾塑性解析を行い、補剛板のパネルとした場合に鋼材の製造方法の違いによる影響について解析的に検討している。平均応力-平均ひずみ曲線の曲線形状、構造物の耐荷力評価に関わる包絡線を比較しているが、これらについても明瞭な差異は認められなかったことを示している。

第4章では、鋼製橋脚をモデル化した供試体の正負交番載荷実験を行い、コンクリート充填した鋼製橋脚基部の変形性能を確認している。供試体は幅厚比パラメータの R_R と R_F は一定とし、軸力比と細長比パラメータの値を変化させたmodel1～model6とmodel2の板厚とサブパネル数を変えたmodel7とした。試験は一定の軸力を与えながら、正負の降伏水平変位を漸増させながら静的に載荷した。試験の結果、最大水平荷重は基部パネルの座屈耐力によるものであり、合成断面で評価した場合の降伏変位の2倍程度、変形性能があることを示している。なお、最大水平荷重後の座屈挙動の際に、橋脚基部にき裂が生じることにより荷重低下を起こした供試体もあった。また、細長比パラメータと軸力比が大きいほど、最大水平荷重以降の劣化勾配が急になること、板厚の影響はないことも示している。

第5章では、第4章の正負交番載荷実験で実施できなかった幅厚比パラメータ、軸力比、細長比パラメータについて、パラメトリックに解析を行うことで実験結果を補完し、コンクリート充填鋼製橋脚基部の変形性能を検討している。解析は、既往の研究で開発されたコンクリート充填鋼製橋脚を対象とした弾塑性有限要素解析モデルに基づき、第4章の実験結果を用いてキャリブレーションしている手法を用いた。解析モデルは実物大の鋼製橋脚を想定し、幅厚比パラメータ R_F 、軸力比、細長比パラメータを変動させた。載荷方法は第4章の実験と同様に降伏水平変位を漸増させた。解析の結果、細長比パラメータ、軸力比が大きいほど、最大水平荷重以降の荷重が減少傾向にあり、幅厚比パラメータ R_F の影響は限定的であることを示している。しかしながら、解析で得られた履歴特性値である最大荷重や最大荷重時変位などの値が第4章の実験と比べて、小さめに評価されることが示されている。

第6章では、第4章と第5章の結果を踏まえSM570を用いたコンクリート充填矩形鋼製橋脚基部の変形性能について提案している。変形性能の程度については第4章の試験結果を活用し、既往の研究で得られた軟鋼のコンクリート充填柱の正負交番載荷の試験結果との比較を行い、第2章のパラメータの分布状況を勘案して、許容ひずみを提案している。また、変形性能に影響を与えるパラメータの整理を第4章と第5章の結果を踏まえ、軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータの順で支配的であることを述べている。また、提案内容に基づいた試設計を行っている。これは、本研究の成果は一提案であり、今後も継続的に正負交番試験や解析等の研究が必要と考えている。したがって、本研究の効果を試設計による経済比較で定量的に評価することで、本研究の重要性を改めて示している。

第7章では、本論文の研究成果を総括するとともに、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚の変形性能に関して、今後取り組むべき研究について述べている。

このように本研究では、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚について、首都高速道路における高張力鋼（SM570）を使用した橋脚を対象として、地震時の変形性能を明らかにした。首都高速道路における高張力鋼（SM570）を使用した鋼製橋脚を整理し、変形性能に影響を与える幅厚比パラメータ、軸力比、細長比パラメータの分布状況を確認した。また、使用している鋼材の製造方法が2種類に大別されるため、鋼材の製造方法の違いによる機械的性質や繰返し履歴特性を明らかにした。これらの結果を踏まえ、幅厚比パラメータ、軸力比、細長比パラメータを変動させた正負交番載荷試験や弾塑性解析を行い、地震時の変形性能を明らかにした上で、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形橋脚の許容ひずみを提案している。

目次

1	序論	1
1.1	本研究の背景.....	1
1.2	鋼製橋脚の地震被害と対策.....	2
1.3	既往の研究状況.....	3
1.3.1	矩形鋼製橋脚の耐震性研究.....	3
1.3.2	高張力鋼に関する研究.....	6
1.4	本研究の目的.....	9
2	首都高速道路における高張力鋼（SM570）を有する鋼製橋脚の把握	14
2.1	はじめに.....	14
2.2	調査方法.....	14
2.3	調査結果.....	14
2.4	鋼板の製造年代による整理.....	15
2.5	矩形橋脚基部における力学的パラメータによる整理.....	16
2.5.1	パラメータの算出.....	16
2.5.2	パラメータの分布.....	16
2.6	まとめ.....	18
3	鋼材の製造方法の違いによる機械的性質と繰返し塑性履歴特性の比較検討	19
3.1	はじめに.....	19
3.2	試験に使用する鋼材.....	19
3.3	試験項目.....	20
3.4	試験結果.....	21
3.5	複合非線形硬化則のパラメータ同定.....	25
3.6	4辺単純支持板の繰返し弾塑性解析.....	32
3.7	まとめ.....	38
4	鋼製橋脚の力学的パラメータを考慮した正負交番載荷試験¹⁾	39
4.1	はじめに.....	39
4.2	実験供試体の設定.....	40
4.3	供試体充填コンクリート打設.....	46
4.4	充填コンクリート材料試験.....	46
4.5	鋼材の材料試験.....	46
4.6	載荷装置.....	48
4.7	載荷方法.....	52
4.7.1	一定軸力の載荷パターン.....	52
4.7.2	軸力変動の載荷パターン.....	52

4.7.3	作用軸力と降伏水平変位.....	53
4.8	計測方法.....	54
4.8.1	変位計測位置.....	54
4.8.2	パネル変形の計測.....	56
4.8.3	充填コンクリートの損傷深さ計測.....	58
4.8.4	縦リブき裂発生の有無確認.....	60
4.9	試験結果.....	60
4.9.1	試験結果における図, 表, 写真の説明.....	60
4.9.2	Model-1 の試験結果.....	62
4.9.3	Model-2 の試験結果.....	69
4.9.4	Model-3 の試験結果.....	76
4.9.5	Model-4 の試験結果.....	85
4.9.6	Model-5 の試験結果.....	92
4.9.7	Model-6 の試験結果.....	99
4.9.8	Model-7 の試験結果.....	107
4.10	考察.....	114
4.10.1	細長比パラメータ (λ) の影響について.....	114
4.10.2	軸力比 (NN_{sy}) の影響について.....	116
4.10.3	包絡線の比較.....	118
4.10.4	軸力変動の影響について.....	120
4.11	実験結果の解析ツールによる比較.....	121
4.12	まとめ.....	124
5	弾塑性有限要素によるパラメトリック解析.....	126
5.1	はじめに.....	126
5.2	解析手法の開発.....	126
5.3	検討する鋼製橋脚.....	126
5.4	解析モデルの設定.....	127
5.5	解析方法.....	128
5.5.1	鋼製橋脚のモデル化及び材料特性.....	128
5.5.2	充填コンクリートのモデル化及び材料特性.....	129
5.5.3	仮想ひび割れの導入.....	129
5.5.4	鋼材部と充填コンクリート境界面のモデル化.....	130
5.5.5	載荷方法.....	130
5.6	解析結果.....	131
5.6.1	履歴挙動.....	131
5.6.2	履歴特性.....	135
5.6.3	履歴特性の差異に対する検討.....	140
5.7	まとめ.....	142

6	高張力鋼（SM570）の地震時変形性能についての提案	144
6.1	はじめに	144
6.2	許容ひずみに関する提案.....	144
6.3	変形性能に影響を与えるパラメータの整理.....	146
6.4	提案内容に基づいた試設計による経済比較.....	146
6.5	まとめ.....	148
7	結論	149
7.1	本論文の研究成果総括.....	149
7.2	高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚の変形性能に関する今後の研究 ..	151

◆主な記号◆

R_R	:	板パネルの幅厚比パラメータ
R_F	:	補剛板パネル幅厚比パラメータ
$\bar{\lambda}$:	細長比パラメータ
N/N_y	:	軸力比
α	:	背応力テンソル
σ	:	応力テンソル
σ^0	:	相当応力
$\sigma _0$:	初期降伏応力（相当応力）
$\bar{\varepsilon}^P$:	相当塑性ひずみ
ε^P	:	塑性ひずみ
E	:	弾性係数
R	:	幅厚比パラメータ
b	:	補剛板の幅
t	:	補剛板の厚さ
σ_y	:	降伏強度
ν	:	ポアソン比
K_p	:	座屈係数
δ_y	:	降伏変位
σ_m	:	平均応力
ε_m	:	平均ひずみ
ε_y	:	降伏ひずみ
σ_{yN}	:	基準降伏点. 鋼材の公称降伏応力度で整理したものにはNを添える
σ_{yM}	:	材料試験より求められた下降伏点. 材料試験より得られた降伏応力度で整理したものにはMを添える.
δ_{sy}	:	鋼断面の公称降伏応力度より算出した降伏水平変位
P_{sy}	:	軸力を考慮した鋼断面の公称降伏応力度より算出した降伏水平荷重
N	:	実験および解析時に供試体に載荷した鉛直荷重
W_s	:	断面係数
h	:	供試体の柱断面基部から載荷点の高さ
l	:	断面2次半径
N_{sy}	:	鋼材の公称降伏応力度で評価した際の全断面降伏鉛直荷重
N/N_{sy}	:	実験または解析時の軸力比
P_y	:	材料試験により得られた材料特性で評価した合成断面としての降伏水平荷重
δ_y	:	材料試験により得られた材料特性で評価した合成断面としての降伏水平変位
P_{max}	:	最大水平荷重
δ_{max}	:	最大水平荷重時変位
δ_a	:	許容変位

P_{97}	:	P_{max} の 97% の荷重
P_{95}	:	P_{max} の 95% の荷重
P_{yN}	:	鋼材の板厚中心の引張応力が鋼材の公称降伏応力に達する時の水平荷重
P_{yM}	:	鋼材の板厚中心の引張応力が材料試験値の降伏応力に達する時の水平荷重
δ_{yTN}	:	理論勾配において水平荷重が P_{yN} の時の水平変位
δ_{yTM}	:	理論勾配において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位
δ_{yEN}	:	実験初期勾配において水平荷重が P_{yN} の時の水平変位
δ_{yEM}	:	実験初期勾配において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位
δ_m	:	包絡線において水平荷重が P_{max} の時の水平変位
δ_{97}	:	包絡線において水平荷重が P97 の時の水平変位
δ_{95}	:	包絡線において水平荷重が P95 の時の水平変位
δ_u	:	包絡線において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位
A_s	:	橋脚の鋼断面のみを考慮した断面積
a/b	:	アスペクト比
h_r	:	リブ幅
t_r	:	リブの板厚
σ_{uN}	:	引張強度 (材料規格値)
σ_{uM}	:	引張強度 (材料試験値)
ε_{uM}^p	:	引張試験での最大荷重時の塑性ひずみ (工学ひずみ)
$\bar{\varepsilon}_{tr}^p$:	従来型三曲面モデルからの切り替え点での有効相当塑性ひずみ
σ_{tr}	:	従来型三曲面モデルからの切り替え点での相当応力
$\bar{\varepsilon}_l^p$:	限界点での有効相当塑性ひずみ
σ_l	:	限界点での相当応力
ε_{yp}	:	降伏棚
f_b	:	収縮した弾性域の最小値 ^{1)~3)}
$\beta, \kappa, \rho, \zeta$:	三曲面モデル固有のパラメータ ^{1)~3)}
h_{out}^l	:	切り替え点と限界点の間の硬化係数
E_c	:	コンクリートの弾性係数
ν_c	:	コンクリートのポアソン比
f'_c	:	コンクリートの圧縮強度
σ_{t0}	:	コンクリートの引張強度
K_c	:	降伏曲面の形状係数
σ_{b0}/σ_{c0}	:	初期単軸圧縮応力に対する 2 軸均等圧縮応力の比
e	:	離心率
Ψ	:	膨張角
H_{CO}^D	:	材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重
δ_{CO}^D	:	材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位
H_u^D	:	材料特性を材料規格値とした最大水平荷重
δ_u^D	:	材料特性を材料規格値とした最大水平荷重時変位

H_{CO}^{POD}	:	軸力比を 0 とした無充填鋼製橋脚での降伏水平荷重
δ_{CO}^{POD}	:	軸力比を 0 とした無充填鋼製橋脚での降伏水平変位
H_{CO}^E	:	材料特性を材料試験値とした合成断面での水平降伏荷重
δ_{CO}^E	:	材料特性を材料試験値とした合成断面での水平降伏変位
H_u^E	:	材料特性を材料試験値とした最大水平荷重
δ_u^E	:	材料特性を材料試験値とした最大水平荷重時変位

参考文献

- 1) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠 : 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp189-206, 1998.
- 2) Goto, Y., Wang, Q. and Obata, M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled columns, *J.Struct.Eng.*, ASCE, Vol.124, No11, pp1290-1301, 1998.
- 3) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠 : 2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp181-198, 2005.

1 序論

1.1 本研究の背景

道路構造物の耐震設計は、関東大震災を契機に適用された震度法が最初と言われている。その後、様々な震災経験を踏まえて耐震設計の規定が改訂されて、兵庫県南部地震の大被害を受けて、保有水平耐力法や動的解析による安全照査など大幅な見直しが行われた。そして近年では、東北地方太平洋沖地震、熊本地震など想定を越える地震が多発している。そのため、解析技術の進歩により、より高度な設計が求められている状況である。

一方で道路構造物の高齢化が進み、また交通量の増加に伴うネットワークの強化のため、既設構造物を大規模に更新または改築する事業が増加している。これらの事業における構造物の設計は、可能な限り既設構造物の保有耐力や地震応答を正確に評価するなど、耐震設計の高度化が求められるが、既設構造物の耐力には限界があるため、橋脚を部分的に塑性化させる場合や地震時の応答を低減させる目的に免・制震デバイスを設置するケースが多い。しかしながら、橋脚の塑性化を許容する場合には、設計当時は弾性域に使われていた高張力鋼が塑性化を許容できない場合もある。現行の道路橋示方書¹⁾においては、研究により蓄積された実験データ^{2),3),4),5),6)}に基づき鋼製橋脚の地震時の限界状態に対する照査の指標として許容ひずみの算出

が設定されているが、高張力鋼の SM570 は実験データが少ないため適用範囲外となっている。

首都高速道路の全体延長は現在 327km、そのうち高架構造は 75%を占める。また、高架構造を支える橋脚は 9137 基あり、その内 35%である 3185 基が鋼製橋脚である。これは、都市内高速という性格上、建設用地に制約があり、施工も限られた空間かつ短時間で行う必要があり、構造形式の選定時に RC 橋脚ではなく鋼製橋脚を選択したと考えられる。また、設計時においても、軽量化や厚板溶接を避けるために、高張力鋼を選択するケースがある。そのため、建設初期頃から高張力鋼を使用する橋脚があり、鋼製橋脚の 52%である 1643 基がそれにあたる。なお、高張力鋼を使用している部位は橋脚基部や隅角部といった高い耐力が必要となる箇所に使用されているケースが多い。また、橋脚基部は、車両衝突時の座屈防止や耐震補強を目的としてコンクリートを部分充填している。文献⁷⁾によれば、コンクリートを鋼管内に充填した構造は CFT 構造と呼ばれ、部分充填と完全充填に分けられる。部分充填であっても、コンクリートを拘束するダイアフラムが適切に設置されていれば、局部座屈の発生が抑制され、完全充填構造と同等の耐荷力が得られる。また、中空部分での破壊を防止するような適切なコンクリート充填の高さを設けることで、完全充填構造に対し橋脚自重が小さくなり、常時および地震時の慣性力が低減される。その結果、基礎構造の設計の際にも有利となり、完全充填構造より合理的な構造となる。なお、コンクリート充填構造は弾性域の範囲内で設計する場合には、充填コンクリートが耐荷力に寄与する効果を見逃して設計し、部材の塑性化を考慮する際にはじめて充填コンクリートの効果を見込むものとなっている。

1.2 鋼製橋脚の地震被害と対策

日本は世界の中でも大規模地震が多発する国の一つであり、さまざまな地震被害を経験してきている。特に 1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震では都市高速道路の橋桁を支える鋼製橋脚が大きく破壊し、橋桁が落下した地震被害も生じた。例えば、阪神高速道路における被害を挙げると、3 号神戸線において全 168 橋脚のうち写真 1-2-1⁸⁾に示すような倒壊に至った橋脚が 3 橋脚、耐荷力に影響を与える座屈等の損傷が生じた橋脚が 20 橋脚、短期的には耐荷力の影響はないものの損傷が発生し補修が必要な橋脚が 112 橋脚あったとされている⁹⁾。このような被害を受け、平成 8 年に改訂された道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁰⁾（以下、「道示 V」と表記）において、塑性域での耐力及び変形性能を考慮した鋼製橋脚の設計法が初めて導入された。さらに、鋼製橋脚の被災例や鋼製橋脚を模した供試体の実験等で得られた知見^{2),3),4),5),6)}等を基に、その後に改訂された平成 14 年道示 V¹¹⁾では塑性域の耐震性能を考慮した鋼製橋脚の設計法が規定されている。

そして、2011 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震が発生し、道路構造物が再び被害を受けたが、鋼製橋脚については幸い兵庫県南部地震のような被害の報告はなく、隅角部の塗膜割れ程度であった。これは、被災範囲における鋼製橋脚の全体数が少なかったことも影響していると思われる。また、首都高速道路管内も最大震度 5 強となり、様々な被害が出たが鋼製橋脚に関する損傷は一部隅角部でき裂が生じた以外、座屈等の損傷は生じなかった。

その後、2016 年 4 月 14 日に熊本地震が発生している。最大震度 6 弱以上が数日の間に複数回生じ、これまでに経験したことのない地震となり、道路構造物も甚大な被害が出た。中でも、高速道路の上を通る跨道橋を支えるロッキング橋脚が倒壊し、落橋に至った。一方で、鋼製橋脚に関する被害はほとんどなかった。これは、東北地方太平洋沖地震と同様に、被災範囲における鋼製橋脚の全体数が少なかったことが影響していると思われる。なお、ロッキング橋脚の被害を受けて、高速道路各社は耐震補強対策を順次行っている。



写真 1-2-1 3号神戸線の倒壊した鋼製橋脚

1.3 既往の研究状況

1.3.1 矩形鋼製橋脚の耐震性研究

橋梁の鋼製橋脚は、縦リブを有する補剛板をウェブとフランジに採用した薄肉補剛箱断面が多い。この薄肉補剛箱断面における弾塑性挙動を考慮した繰返し載荷に関する研究は、1985年の福本らが行った研究が初期と考えられる¹²⁾。この研究は箱断面の桁を対象に交番曲げ載荷による座屈挙動特性を検討し、荷重-変位やモーメント-曲率の履歴曲線の形状等について考察している。鋼製橋脚の耐震設計の基礎的な研究として宇佐美らが1991年頃に実験を行っている^{13),14)}。ここでは、繰返し荷重による強度の劣化は幅厚比が大きいほど大きくなること、補剛材必要剛比 γ_l/γ_{lreq} を3まで大きくすることで変形性能が改善され、剛度を高める範囲は柱基部から0.3h程度が良いことが示されている。また、コンクリートを充填すると大きく変形性能を高めることも示されている。

変形性能を向上させるために、構造部材の厚肉化に着目した研究も行われている¹⁵⁾。これは、製作コストを下げながらも耐震性を損なわない断面の検討が目的であり、主にエネルギー吸収特性の観点から検討を行い、幅厚比パラメータ $R_R \leq 0.5$ および補剛材必要剛比 $\gamma_l/\gamma_{lreq} \geq 3.0$ の条件において、従来の設計と同等以上の変形性能を確保することを確認している。また、鋼材特性が変形性能に与える影響について低降伏比鋼を用いて検討しており、変形性能が向上することも示されている。

薄肉補剛箱断面に対する耐震性を向上させるための補強についても研究が行われている。中でも、鋼製橋脚基部にコンクリートを充填する実験的研究が多い。1993年に中井ら¹⁶⁾は、コンクリートを充填した無補剛の鋼板で構成された箱断面において、地震荷重等の大きな外力を受けた後の耐荷力と変形性能の劣化特性について、繰返し回数増加に伴う最大水平荷重の低減率を鋼製断面の供試体と比較している。また、1994年に中井ら¹⁷⁾はコンクリート充填に加え、鉄筋やスタッドジベル、鋼製柱の角部のR加工等の構造詳細の違いによる地震荷重等の大きな外力を受けた後の耐荷力と変形性能の劣化特性について、文献15と同様な実験を行い比較・検討している。一方、葛ら¹⁸⁾はウェブとフランジの補剛有無やコンクリート充填部の長さや充填コンクリート最上部におけるダイアフラムの有無、幅厚比、細長比の各種パラメータの違いによる耐荷力と変形性能の劣化特性について、実験結果より水平荷重-水平変位の履歴曲線より包絡線を求め比較検討し、塑性率や累積エネルギー吸収量の観点からも比較している。加えて、破壊点の定義についても論じており、最大水平荷重から95%低下した荷重を破壊点として評価すると、塑性率やエネルギー吸収能力が上昇するとしている。また、才塚ら¹⁹⁾はコンクリートを充填した鋼製橋脚の動的な挙動に関して、コンクリート充填部の長さ、幅厚比、地震動を受ける回数をパラメータとして、それぞれの耐荷力と変形性能の劣化特性について、残留変位、最大応答変位、吸収エネルギーについて比較している。また、準静的実験から得られた塑性率と動的実験から得られた最大応答変位と残留変位には相関関係があり、局部座屈の座屈モードも同じであることを示している。

その後、上述した薄肉補剛箱断面に対する耐震性を向上させるための補強から鋼製橋脚の耐震性に関して、耐震設計を念頭においた研究が行われた。鈴木らは²⁰⁾繰返し載荷実験と単調載荷実験を比較し、最大荷重後の強度劣化勾配に差が見られたのは、繰返し載荷の場合、局部座屈が発生した板要素の繰返しひずみ履歴による損傷度が大きいこととしている。また、細長比パラメータの違いにより最大荷重後の強度劣化勾配に差が見られ、細長比パラメータが大きいほどP- Δ 効果の影響を受けるためとしており、これは繰返し載荷だけではなく単調載荷でも同様としている。また、宇佐美らは²¹⁾、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法を提案している。これは、

橋脚の水平荷重と水平変位の関係は局部座屈を考えない1次元部材に対する弾塑性有限変位解析から求め、橋脚の破壊を平均圧縮ひずみが限界ひずみに達する状態を仮定して算出する手法である。これを実験結果と比較し、手法について検証を行っている。

1996年の兵庫県南部地震以降、建設省土木研究所を中心として、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、鋼材倶楽部、日本橋梁建設協会の合計5社による共同研究²⁾を行っている。この研究は、実橋脚の再現性を高めるために橋脚断面が900mm×900mmの大型模型実験を行い、既設橋脚の補強や耐震設計の基礎的なデータを収集している。そして、西川らは²²⁾これまでのコンクリートを充填する補強は基礎やアンカーに負担がかかることを指摘し、被災した橋脚の損傷状況を踏まえ、補剛板の局部座屈ではなく柱角部の変形を終局限界状態と定義し、補剛材の追加や柱角部の補強について実験を行い、耐力や靱性が向上することを示している。また、才塚らは^{23),24)}文献21で提案した地震時保有水平耐力照査法に準じて製作したコンクリートを充填した供試体および阪神淡路大震災で観測された地震波を用いて、動的な実験を行い、提案された照査法の有効性を確認している。加えて、北田らは²⁵⁾は新たな補強構造として、橋脚の内側に鋼管を設け断面を二重構造とし、軸方向の荷重を分担させ、橋脚と鋼管の間にコンクリートを充填する補強方法を提案し、コンクリート充填断面よりも高い変形性能を有していることを確認している。中井らは²⁶⁾実験供試体のスケールをこれまでの研究より大きい供試体で、繰返し荷重を一定または漸増させ、変形性能を確認している。天野らは²⁷⁾片持柱の弾塑性有限変位解析を行い、既往の試験結果と比較し解析精度の妥当性を確認した上で、他のラーメン橋脚や逆L柱に解析を展開し、それらの変形性能を確認している。そして、南荘らは²⁸⁾は文献2を踏まえて、薄肉補剛箱型断面を有する鋼製橋脚の耐震補強の手法を示し、北田らは²⁹⁾はそれらの耐震補強方法の妥当性を弾塑性有限変位解析、純圧縮耐荷力実験および漸増繰返し変位荷重実験を行い確認している。一方、宇佐美らは^{30),31)}、補剛材の剛度を高めることによって、補剛板の局部座屈の発生を遅らせ、高い変形性能を発揮する設計手法を提案し、阪神淡路大震災で観測された地震波を用いたハイブリット地震応答試験にて有効性を示している。また文献32では橋脚形式を鉛直荷重が偏心して作用するL型橋脚に着目し、同様な試験にて設計手法の有効性を確認している。加えて、文献33,34では、残留変位低減の方策として、免震支承の導入についてハイブリット地震応答実験により検証し、2自由度系にモデル化された単柱式免震鋼製橋脚を1自由度系モデルに縮約することにより、従来の1自由度系モデルに対する実験装置を用いた実験手法を確立させ、弾塑性地震応答解析により実験手法の妥当性を確認している。

2000年代に入り、兵庫県南部地震の経験を踏まえ、既設橋脚の長方形断面、ラーメン橋脚、L型橋脚等の橋脚形状に着目した検討や新たな既設橋脚の補強方法を提案する検討が行われている。

長方形断面の既設橋脚に関して、前野らは³⁵⁾合理的な耐震設計手法を提案するために、コンクリートを部分的に充填した長方形断面を有する鋼製橋脚の実験及び解析を行い、耐荷力を確認し耐震設計におけるコンクリートの有効破壊長の合理的な設定手法を示している。保高らは³⁶⁾長方形断面のアスペクト比が最大荷重や変形性能等に及ぼす影響を調べ、最大荷重は正方形断面に比べて、強軸荷重（ラーメン面外荷重）で最大荷重はやや増加し、弱軸荷重（ラーメン面内荷重）でやや低下し、断面のアスペクト比が2~2.5のとき最大となり、変形性能は断面のアスペクト比に対してばらつきはあるがほぼ一定であることを示している。また、青木らは³⁷⁾矩形鋼橋脚の断面アスペクト比に関する耐震特性を調査すること目的に実験を行い、長方形断面のアスペクト比による降伏荷重、降伏変位、曲げ剛性の計算値と実測値の差や最大強度および変形性能について示している。

ラーメン橋脚に関して、前野らは³⁸⁾コンクリートを部分的に充填した橋脚の耐震性能について1/4縮尺モデルの供試体にて実験を行い、ラーメン橋脚の面内方向および面外方向の耐荷力を確認している。永田らは³⁹⁾鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程を詳細に検討するために、橋脚全体をモデル化した実験供試体を製作し、橋軸直角方向に対する単調載荷実験および繰り返し載荷実験や弾塑性有限変位解析を行い、単柱形式の鋼製橋脚よりも変形性能が優れ、局部座屈が顕著に現れ始めることにより橋脚全体の耐荷力を低下させるが、複数の断面で断面崩壊が生じてから終局状態に至る粘り強い構造であることを示している。

L型橋脚に関して、崎元らは^{40),41)}逆L形鋼製橋脚は面外方向の地震力を受ける場合には弾塑性ねじりと局部座屈を考慮する必要があるため、その履歴挙動を実験及び解析を通じて確認している。また、青木らは⁴²⁾葛らの⁴³⁾解析的研究では、面外水平荷重が繰り返し作用すると、橋脚は面内に大きく変形して崩壊に至るという知見と、後藤らの⁴⁴⁾上部構造の水平面内曲げ剛性が非常に大きいため、実際は橋軸方向地震力に対してねじり変形が拘束された状態になり、ねじり変形は生じないという知見について、それぞれの妥当性を実験にて確認している。

新たな既設橋脚の補強方法に関して、松村らは^{45),46)}既設中詰めコンクリートの上方に、隙間を設けて、充填コンクリートを追加打設することによって、橋脚柱部材の強度はあまり上昇させずに変形性能のみを向上させる工法を提案し、その妥当性を載荷試験で確認している。また、松村らは⁴⁷⁾十字型補剛壁を基部に有する鋼製箱形断面橋脚の基本的な耐震性能特性を解析及び実験を通じて明らかにしている。一方、簡易的な補修として、金らは⁴⁸⁾局部座屈損傷部を加熱・プレス矯正した鋼製橋脚の力学的挙動を実験にて明らかにしている。

これら一連の兵庫県南部地震を踏まえた各種試験を新設橋脚の設計にも生かそうという動きもある。例えば、熊野らは⁴⁹⁾コスト面で優れるテーパ鋼板を橋脚柱部に適用することで、局部座屈を一箇所に集中させることなくテーパ部全域に座屈範囲を拡大させることで変形性能を有することを示している。後藤らは^{50),51)}耐震性能をより正確に照査するために、地震動の水平2方向成分の連成を考慮した実験や解析を行い、終局特性を明らかにし安全性の照査法について提案している。また、Hanqing, Zhugeらは⁵²⁾単柱矩形断面鋼製橋脚の水平2方向地震応答解析において、地震時有効損傷領域におけるファイバー要素の履歴曲線モデルを構築し、鋼板の局部座屈を考慮できるファイバーモデルを提案している。岡田らは⁵³⁾降伏軸力比が最大で50%程度の高圧縮軸力を供試体に作用させて正負交番載荷実験を行い、さらに実験を補完するために弾塑性有限変位解析を行い、降伏軸力比等の力学的パラメータが耐震性能に与える影響を評価し、降伏軸力比が50%までの矩形断面鋼部材の耐震性能評価式を提案している。この研究に基づき、平成24年の道路橋示方書⁵⁴⁾では矩形断面の鋼製橋脚における許容値の適用範囲を拡大している。

一方、矩形橋脚の耐震性について解析を用いた研究も数多く行われている。中でも、解析において重要な鋼材の構成則は、単調載荷において適用される等方硬化則、載荷方向反転時に生じるBauschinger効果の再現が可能な線形移動硬化則、載荷方向反転後に生じるMasing効果や繰返し硬化の再現が可能な非線形移動硬化則がある。非線形移動硬化則は、応力空間に補助的な硬化曲面を追加するモデルと背応力の非線形性を考慮する2種類のモデルがある。前者の有名なモデルはDafalias・Popovが開発した2曲面モデルである。このモデルは、降伏曲面と境界面の2つの曲面を持ち、降伏曲面から境界面に向かう際の接線塑性係数が新たに導入されたものである。このモデルの基本的性質をことごとく、田中らは⁵⁵⁾降伏棚を有する構造用鋼材の挙動予測するために修正を加え、繰返し一軸応

力が作用する場合の鋼材の塑性力学モデルを考案している。そして、Shen らは⁵⁶⁾これら一軸応力状態で定義した2曲面モデルを一般応力状態へと概念的に拡張した。さらに後藤らは⁵⁷⁾相当塑性ひずみの大きな領域ではひずみ硬化係数が零に近づくため、境界面の勾配が有限な2曲面モデルでは、大ひずみ領域での硬化係数を過大評価し、再載荷で降伏後ひずみの小さな領域では硬化係数を過小に評価する傾向にある点に着目し、降伏曲面と境界面の間に過去の最大の応力履歴により拡大する硬化係数の不連続境界面を挿入し、不連続境界面の内外で硬化係数を不連続に変化させることで硬化係数の急激な変化にも対応できる3曲面モデルを考案している。また、後者は商用ソフトウェアに多く実装されているChaboche・Rousselierのモデルがあり、塑性ひずみ振幅に関する記憶効果を考慮することが可能である。一方、西村らは⁵⁸⁾こうした応力空間において相異なるひずみ硬化係数を有するいくつかの曲面を考え、鋼材の塑性履歴を表現する手法とは異なり、単調載荷曲線の塑性ひずみ-真応力関係を直接利用し、初期弾性域、単調載荷曲線の一部をなす領域、弾性遷移領域と非線形遷移領域からなる遷移領域によって表現する構成式を考案している。

これらの構成則を用いて、例えば葛ら⁵⁹⁾は鋼製橋脚の繰返し弾塑性挙動に関してパラメトリックに解析を行っている。加えて、鈴木ら⁶⁰⁾はSM570鋼材を適用した鋼製橋脚の変形性能に関して解析的研究をしており、幅厚比パラメータの影響が大きいこと、鋼種の違いによる耐震性能に及ぼす影響はほとんどないことを確認している。

これら既往の研究を踏まえ、高張力鋼（SM570）を使用した矩形鋼製橋脚の耐震性を把握する上で課題点を以下に示す。

- ・補剛板の座屈パラメータ（板パネルの幅厚比パラメータ、縦補剛材の幅厚比パラメータ、縦補剛材剛比）を対象とした矩形鋼製橋脚の実験的研究が数多く行われているが、使用する鋼材の材質に着目した実験的研究は数少ない。
- ・既設矩形鋼製橋脚の耐震性を向上させる補強として、橋脚柱基部にコンクリートを充填させる実験的研究が数多く行われている。補剛板の座屈パラメータの他、細長比パラメータやコンクリート充填高さ、荷重の載荷方法（単調載荷、繰返し載荷、動的載荷）、軸力比などをパラメータとして、実験を行っているが、使用されている鋼材の材質をパラメータとした実験はほとんど行われていない。
- ・兵庫県南部地震以降に提案されている既設矩形鋼製橋脚における補剛材の補強や追加、柱角部の補強に関して実験的研究が行われているが、使用されている鋼材の材質別に補強効果の確認は行われていない。
- ・既設橋脚の長方形断面、ラーメン橋脚、L型橋脚等の橋脚形状に着目した検討を実験や解析にて行っているが、使用されている鋼材の材質をパラメータとして実験や解析を行っていない。
- ・新設橋や既設橋の耐震設計は、上述の各種実験に基づき基準化されており、高張力鋼（SM570）は適用範囲外とされている。
- ・解析的研究を行う上で重要な鋼材の材料構成則に関する研究は、普通鋼を対象に解析と実験結果と比較し、解析の妥当性を検証している。しかしながら、高張力鋼（SM570）に着目したこれら一連の研究はほとんど行われていない。

1.3.2 高張力鋼に関する研究

高張力鋼は軟鋼に比べ降伏域の広がり小さく、変形能力を期待する部材に使用することは避けられてきた。加藤は⁶¹⁾高張力鋼の降伏域の広がり小さいのは、降伏比が高いことに起因するためであ

ることを指摘している。そのため、建築では降伏比を低く抑えた高性能高張力鋼が開発され、桑村らが⁶²⁾、高性能高張力鋼は塑性変形能力が大幅に向上することを指摘している。

建築構造物においては、高張力鋼の局部座屈についての基本的性状を把握することを目的として、数多くの短柱圧縮実験が行われ、純圧縮力下における構成板要素の座屈挙動に及ぼす使用鋼材の応力-ひずみ関係の影響はある程度明らかにされた。たとえば、小野らが^{63),64)}塑性ヒンジ線理論を用いた解析及び冷間ロール成形角形鋼管部材を対象とした短柱圧縮実験を行い、幅厚比が小さくなるに従い、最大耐力及び最大耐力時の歪度はともに大きくなることが確認され、局部座屈領域の長さは、断面が同じであれば試験体の長さに関係なく一定値をとり、最大耐力以降においては短柱の塑性変形は局部座屈領域に局所化し、その領域外の部分では弾性的に除荷されるとされている。ただし、降伏比の違いについては検討されていない。

一方、鈴木らは^{65),66)}降伏比の異なる梁を対象に解析及び載荷実験を行っている。単調載荷実験では無次元化荷重変位関係において最大耐力、最大耐力時変位量に大きく差が生じるものの実体として荷重変位関係において差異が見られないこと、繰返し載荷実験では両鋼材の繰返し性状には差が見られないという知見を得ている。これは弾性限近傍の塑性経路の違いが梁の塑性変形に直接影響を与えるのではなく、降伏後の鋼素材特性が部材の塑性変形能力に大きな影響を及ぼすということを示唆している。

また、鋼材の降伏比が箱型部材の塑性変形能力に及ぼす影響について、佐々木らは⁶⁷⁾実験的に研究を行ったが、降伏比だけを変動させた鋼材をつくることは困難なこと、座屈が絡むために実験結果が大きくばらつくことなどの理由により実験データにより検証された数値解析法を用いて検討を行っている。解析の結果、局部座屈の影響が現れないような幅厚比が小さい領域では、降伏比が部材の塑性変形能力に及ぼす影響は顕著に現れるが、幅厚比が大きくなるにつれて降伏比による部材の変形能力の影響は小さくなり、ついには降伏比による影響はまったく無くなることを示している。

土木構造物においては、奥村らが⁶⁸⁾高張力鋼の繰返しひずみ特性について実験的研究を行っている。また、高張力鋼を用いた補剛板の圧縮強度に関する実験的研究を吉波らが⁶⁹⁾行い、軟鋼と高張力鋼で圧縮及び引張の溶接残留応力が異なったが、補剛板の圧縮強度に有意義な差は認められないことを示している。

また、奈良らは^{70),71)}、圧縮補剛板の極限強度の向上に重要である断面寸法、特に縦補剛材剛比と幅厚比パラメータのほかに、その変形性能の観点から鋼材の塑性強度すなわち降伏後の鋼材特性が重要なパラメータであることに着目し、解析的に検討を行っている。結果は降伏比を小さくし、降伏後の応力-ひずみ曲線の勾配を大きくすることが、圧縮補剛板の極限強度と変形性能の向上の観点から望ましく、変形性能は、幅厚比パラメータ、縦補剛材の剛比パラメータ及び鋼材特性により、大きく改善できることを示した。

その後、北田⁷²⁾らが高張力鋼を用いた圧縮板・圧縮補剛板の初期たわみ、圧縮残留応力、ひずみ硬化を考慮した終局強度に関する研究を、解析的に行っており、軟鋼に比べて、自由突出板、補剛板、および周辺支持板の終局強度曲線は、上側に位置することを確認している。これは、高張力鋼で製作された板の場合は、降伏点で無次元化した圧縮残留応力が普通鋼で製作された板に比して小さくなるためとしている。また、道路橋示方書に示されている耐荷力曲線（普通鋼）と比較して、大きく異なった傾向となることを示している。

これら既往の研究を踏まえ、高張力鋼（SM570）を使用した矩形鋼製橋脚の耐震性を把握する上で課題点を以下に示す。

- ・高張力鋼は軟鋼に比べ靱性が乏しく変形性能が劣るため、降伏比を低く抑えた高性能高張力鋼が開発され、建築構造物に関する研究は行われているが、土木構造物に関する研究はほとんど行われていない。
- ・高張力鋼の局部座屈について、基本的性状を把握するために短柱圧縮試験は行われているが、矩形鋼製橋脚の耐震性を把握する水平載荷実験は行われていない。
- ・降伏比の異なる箱形状の梁に関する実験的研究や圧縮補剛板に関する解析的研究が行われているが、矩形鋼製橋脚の柱に関する研究は行われていない。

1.4 本研究の目的

1.1 で示した通り、首都高速道路では多くの橋脚で高張力鋼が使用されており、それらの耐震性を照査するためには、高張力鋼を用いた鋼製橋脚の変形性能を正しく評価し、耐震性の劣る橋脚を把握する必要がある。

1.3 で示した通り、矩形鋼製橋脚に関する研究は数多く行われているが、高張力鋼を使用した橋脚に関する研究は数少ない。これは道路橋示方書において、高張力鋼は弾性設計に限り使用して良いことに繋がっている。しかしながら、高張力鋼が使用された鋼製橋脚にレベル2地震動が作用すると、必ず弾性範囲内になるとは言い難く、部分的に塑性化する範囲が生じる。塑性化が生じないように補強することは、柱耐力の大幅な向上が必要となる。柱耐力が大きくなると、基礎構造に大きな水平力が作用することになり、補強が困難となる場合がある。さらに、限られた予算の範囲で補強を行う必要があり、全てを弾性設計とする補強は現実的ではない。

そこで、本研究は首都高速道路における高張力鋼（SM570）の使用状況を調べるとともに、使用されている橋脚における座屈パラメータを整理し、相対的に耐震性の低い箇所を把握する。また、高張力鋼（SM570）は古い製造方法で作られたものと、最近の製造方法で作られたものが、首都高管内では混在していることが想定されたため、両者の性能の違いを材料試験で比較検討する。そして、これらの基礎データに基づき、コンクリートを充填した矩形鋼製橋脚の正負交番載荷試験を行い、高張力鋼（SM570）を使用した鋼製橋脚の変形性能を明らかにする。加えて、実験では実施することができなかった供試体のケースを解析的に検討する。最後に、これらの結果に基づき、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚の変形性能を提案する。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 2) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VIII)，(総括編)，1997～1999.
- 3) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994.
- 4) 田嶋仁志，半野久光，池田茂，興守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1251-1258，1998.
- 5) 小野潔，西村宣男，高橋実，野中哲也，坂本佳子：コンクリートを充填した鋼製橋脚の M- ϕ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討，第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.193-202，2002.
- 6) Kiyoshi Ono, Mitsuyoshi Akiyama, Hideki Imanishi and Seiji Okada: Seismic Performance of concrete filled Steel Bridge Piers under High Compressive Axial Force, Proceedings of 28th US-Japan Bridge Engineering Workshop, November 2012.
- 7) 土木学会複合構造委員会：コンクリート充填鋼管適用技術の現状と最先端，pp.1-53，2021.7
- 8) 田嶋仁志：既設鋼製橋脚の耐震性向上策に関する研究，東京大学学位論文，報告番号 214284 (乙 14284)，1999.
- 9) 阪神高速道路：“阪神・淡路大震災から 20 年” 高速道路の被害分類，<https://www.hanshin-exp.co.jp/earthquake/classifying1.html>
- 10) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.
- 11) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 12) 福本喙士，草間晴幸：薄肉鋼箱げたの交番座屈挙動特性，構造工学論文集，Vol.31A，pp.37-50，1985.
- 13) 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93-106，1991.
- 14) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.105-117，1992.
- 15) 富永知徳，安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.189-200，1994.
- 16) 中井博，北田俊行，吉川紀，中西克佳，尾山達巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1347-1360，1993.
- 17) 中井博，北田俊行，中西克佳，杉山功，河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐荷力，および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1401-1412，1994.
- 18) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994.
- 19) 才塚邦宏，宇佐美勉，木曾英滋，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究 1995.

- 20) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp99-108, 1995.
- 21) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P.Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp69-82, 1995.
- 22) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.
- 23) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp119-129, 1997.
- 24) 才塚邦宏, 宇佐美勉: コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証, 土木学会論文集, No.570/I-40, pp287-296, 1997.
- 25) 北田俊行, 中井博, 中西克佳, 竹野晃司: 中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.225-236, 1997.
- 26) 中井博, 北田俊行, 中西克佳, 渡邊浩延: 薄肉補剛箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1355-1366, 1997.
- 27) 天野麻衣, 葛西昭, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本真悟, 前野裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.179-188, 1998.
- 28) 南荘淳, 西岡敬治, 堀江佳平, 陵城成樹: 鋼製橋脚の耐震補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1047-1058, 1998.
- 29) 北田俊行, 中井博, 加賀山泰一, 松村政秀: 既設鋼製橋脚における補鋼板の耐震補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.215-226, 1999.
- 30) 宇佐美勉, 渡辺孝一, 金田一智章, 岡田隆, 池田茂: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp207-218, 1998.
- 31) 芳崎一也, 宇佐美勉, 本間大介: 大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発 —ハイブリッド地震応答実験による検証, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1017-1026, 1999.3
- 32) 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp197-206, 1999.
- 33) 金田一智章, 宇佐美勉, 中島大輔: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.654/I-52 pp245-257, 2000.
- 34) 中島大輔, 宇佐美勉, 葛西昭, 金田一智章: 免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験手法の妥当性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.869-878, 2000.
- 35) 前野裕文, 森下宣明, 葛漢彬, 青木徹彦, 高野光史, 吉光友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.667-674, 2002.
- 36) 保高篤司, K.A.S.Susantha, 青木徹彦, 野村和弘, 高久達将, 熊野拓志: 長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.381-391, 2003.
- 37) Tetsuhiko Aoki, K. A. S. Susantha: Seismic Performance of Rectangular-Shaped Steel Piers under Cyclic Loading, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, Vol.131, No.2, pp240-249, 2005.
- 38) 前野裕文, 森下宣明, 青木徹彦, 鈴木森晶, 梅田聡, 三輪恭久: コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.801-808, 2001.

- 39) 永田和寿, 渡辺英一, 杉浦邦征, 足立幸郎, 陵城成樹: 面内水平力を受ける鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程の解明, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.427-434, 2003.
- 40) 崎本達郎, 中山雅文, 川畑智亮, 渡辺浩, 江山栄一: 面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.215-224,2002.
- 41) 崎本達郎, 高田孝史朗, 松本英明, 廣田武聖, 渡辺浩: 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の復元力特性, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.55-66,2003.
- 42) 青木徹彦, 鈴木真一, 渡辺俊輔, 鈴木森晶, 宇佐美勉, 葛漢彬: 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp213-223, 2003.
- 43) 葛漢彬,高聖彬, 宇佐美勉: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.271-284, 2000.
- 44) 後藤芳顯, 酈曉松, 山口栄輝: 橋軸方向地震力を受ける逆L形鋼製橋脚の終局挙動と設計, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp313-330,2001.
- 45) 松村政秀, 北田俊行, 澤登善誠, 中原嘉郎: 無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.35-44, 2001.
- 46) 松村政秀, 北田俊行, 乙黒幸年, 中原嘉郎: 復旧可能な箇所にエネルギー吸収断面を有する既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.129-140, 2002.
- 47) 松村新也, 原岡雅史, 岩坪要, 山岡敏孝: 十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.809-818, 2001.
- 48) 金裕哲, 廣畑幹人, 森本拓世, 小野潔: 局部座屈損傷部を加熱プレス矯正した鋼製橋脚の力学挙動, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.504-511, 2008.
- 49) 熊野拓志, 青木徹彦, 塚本芳正, K.A.S. SUSANTHA: テーパー鋼板(LP鋼板)を有する鋼製橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.267-280,2005.
- 50) 後藤芳顯, 江伸生, 小畑誠: 2方向繰り返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, Vol.63, No.1, pp.122-141,2005.
- 51) 後藤芳顯, 小山亮介, 藤井雄介, 小畑誠: 2方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値, 土木学会論文集, Vol.65, No.1, pp.61-80, 2009.
- 52) Hanqing Zhuge, Xu Xie: Hysteresis Model for Fiber Elements in Effective Damaged Zone of Square-Section Steel Piers Considering Local Instability Effect of Steel Plates, Journal of Structural Engineering, Vol.146, No.8:04020156, 2020.
- 53) 岡田誠司,小野潔, 谷上裕明, 徳永宗正, 西村宣男: 高圧縮軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能評価に関する研究, 土木学会論文集, Vol.66, No.3, pp.576-595, 2010.
- 54) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 55) 田中良仁, 水野英二, 瀋赤, 宇佐美勉: 降伏棚を有する鋼材の繰り返し弾塑性モデル-二曲面塑性モデルの開発-, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1-14, 1991.
- 56) Shen, C.,Mizuno,E.and Usami,T. : A Generalized Two-Surface Model for Structural Steel Under Cyclic Loading, Structural Eng. /Earthquake Eng. Vol. 10, No. 2, pp.59s-69s, July 1993
- 57) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206,1998.

- 58) 西村宣男, 小野潔, 池内智行: 単調載荷曲線を基にした繰返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp27-38, 1995.
- 59) 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬: 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.109-118, 2000.
- 60) 鈴木元哉, 宇津宮直幸, 葛漢彬: SM570 鋼材を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形性能に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.73, No.4 (地震工学論文集第 36 巻) pp.I_334-I_345, 2017.
- 61) 加藤勉: 建築用鋼材の降伏比について, 鉄と鋼, Vol.74, No.6, pp.951-961,1988.
- 62) 桑村仁: 低降伏比高張力鋼部材の塑性挙動, 土木学会第 43 回年次学術講演会, 1988.
- 63) 小野徹郎, 吉田文久: H 形断面短柱の変形性能に及ぼす素材特性の影響に関する研究その 1, 日本建築学会構造系論文集, Vol.503, pp.125-129, 1998.
- 64) 小野徹郎, 石田和人, 吉田文久: 軸圧縮を受ける箱形断面短柱の局部座屈領域に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.493, pp.107-114, 1997.
- 65) 鈴木敏郎, 小河利行, 五十嵐規矩夫, 小幡学: 降伏比の異なる鋼材を用いた高張力鋼梁の塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.476, pp.169-176, 1995.
- 66) 鈴木敏郎, 小河利行, 五十嵐規矩夫, 小幡学: 降伏比の異なる高張力鋼を用いた H 形鋼梁の繰返し履歴挙動とエネルギー吸収能力, 日本建築学会構造系論文集, Vol.485, pp.135-144, 1996.
- 67) 佐々木道夫, 河合良道: 鋼材の降伏比が箱型部材の塑性変形能力に及ぼす影響について, 鋼構造論文集, Vol.1, No.2, pp.137-142, 1994.
- 68) 奥村敏恵, 堀川浩甫, 斎藤達郎: 高張力鋼の繰返しひずみ特性, 第 12 回 橋梁・構造工学研究発表会, pp.23-28, 1965.
- 69) 吉波康行, 大村裕: 高張力鋼補剛板の圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, Vol.398/ I - 10, pp.255-264, 1998.
- 70) 奈良敬, 出口恭司, 小松定夫: ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.141-150, 1987.
- 71) 奈良敬, 梅村哲男, 服部松利, 森脇良一: 鋼材特性を考慮した圧縮補剛板の極限強度と変形性能, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.125-132, 1993.
- 72) 北田俊行, 中井博, 越智内士: 高張力鋼を用いた圧縮板・圧縮補剛板の終局強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.171-190, 2000.

2 首都高速道路における高張力鋼（SM570）を有する鋼製橋脚の把握

2.1 はじめに

首都高速道路は多くの鋼製橋脚を有している。それらの鋼製橋脚について、建設時の図面をもとに使用鋼材の材質を確認することができる。しかしながら、これまで鋼材の材質や使用部位に着目した整理はされておらず、SM570を有する鋼製橋脚の分布や使用部位が把握できていない。したがって、軟鋼と比べ地震時の変形性能が明らかにされていないSM570を有する鋼製橋脚を把握することは重要な課題である。

そこで、本章は構造物の管理で使用しているデータをもとに、建設時の図面を参考にしながら、SM570を有する鋼製橋脚を抽出する。また、相対的に耐震性の低い箇所を把握するために、鋼板の製造年代による整理と座屈に関するパラメータの算出による整理を行う。これらの結果は、次章以降に行うSM570の変形性能を把握するために行う各種実験や解析におけるパラメータの参考とする。

2.2 調査方法

首都高速道路では建設時の設計基準や使用鋼材などの各種情報を台帳(図 2-2-1)として取り纏め管理をしている。そこで、これらの台帳を用いてSM570を使用した橋梁を抽出した。加えて、抽出した橋脚に対して建設時のしゅん功図面(図 2-2-2)を用いてSM570がどの部位に適用されているか調査した。

図 2-2-1 管理台帳例

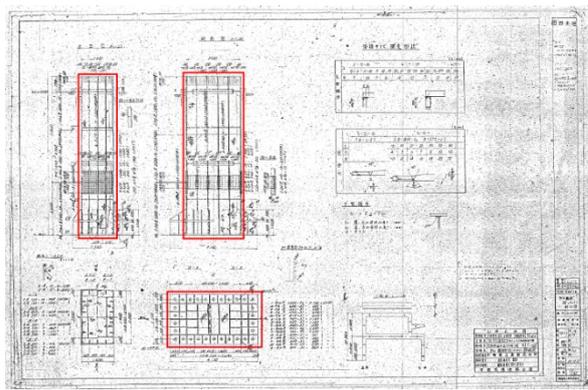


図 2-2-2 しゅん功図面例

2.3 調査結果

首都高全橋脚数の9137基のうち、鋼製橋脚が3185基であり、そのうちSM570が使用されている橋脚は1643基あることが分かった。全体の18%、鋼製橋脚の55%を占めており、SM570の使用率が高いことが分かる。これらは、都市内高速という性質上、建設用地が限られことによる橋脚形状および断面の制約から、首都高建設当初より高張力鋼が使用されてきたことが伺える。また、使用部位は隅角部や基部がほとんどであり、うち基部に使用している橋脚は958基であり、鋼製橋脚の約30%である。

2.4 鋼板の製造年代による整理

鋼材の機械的性質は、化学成分と組織による影響を受ける。化学成分については、非金属介在物を形成するような不純物となる元素を多く含むと靱性や溶接性が低下し、特定の元素を適度に添加することで強度や靱性が向上する。鋼材の精錬技術は高純化、高纯净度化が進められており、1960年代後半から1970年代半ばにかけて脱硫技術の進歩により、不純物であるSの含有量が大幅に減少している¹⁾。組織については、圧延や熱処理の工程を通して組織の状態や粒度を変化させ、微細化することで強度や靱性が向上する。

SM570は、熱処理方法の違いにより、主にSM570N、SM570Q、SM570TMCの3種類がある。SM570Nは、熱処理の方法として焼ならし(Normalizing)を施して微細組織を形成した非調質鋼である。高強度に加え溶接性を確保するには、大量の元素添加が必要となりコストメリットがない。そのため、高張力鋼での焼ならしの採用は少ないと考えられる。SM570Qは、熱処理方法として焼入焼戻し(Quenching and tempering)を施した調質鋼である。SM570TMCは、1980年頃に開発されたスラブ加熱、圧延、冷却の各工程の温度を厳密に管理した熱加工制御(TMCP:Thermo Mechanical Control Process)を施した溶接性に優れたものであり、造船分野では広く採用された。橋梁では、土木学会の鋼構造委員会・鋼材規格小委員会において、1986年から1987年の2年間にわたりTMCP鋼の製造プロセス、冶金的特徴、機械的性質、溶接性を中心とした加工性について調査を実施しており、その後1990年頃に一般的に用いられるようになった。

以上より、首都高速道路で使用されているSM570は1990年頃を境に、SM570NおよびSM570QとSM570TMCに分かれる。2.2調査結果において、SM570を使用した鋼製橋脚のしゅん功年月日を明らかにしている。そこで、仮に1990年を境目としてSM570NおよびSM570QとSM570TMCの基数の割合を算出すると、約60%がSM570NおよびSM570Qとなる。また、SM570Nの採用がほとんどないことを考慮すると、SM570の半数以上がSM570Qであることが考えられる。

2.5 矩形橋脚基部における力学的パラメータによる整理

2.5.1 パラメータの算出

本調査にて算出した力学的パラメータを表 2-5-1 に示す。しゅん功図面や設計計算書からパラメータ算出に必要な値を抽出し、各種パラメータを算出した。なお、各種パラメータは耐震補強時に改善を図っているため、耐震補強工事の結果を考慮して、各種パラメータを算出している。なお、算出対象は矩形橋脚の柱基部（1 段目）とした。

表 2-5-1 力学的パラメータ

パラメータ	解説	道示 ^{2),3)} 適用範囲
R_R	板パネルの幅厚比パラメータ	0.3~0.7
R_F	補剛板パネル幅厚比パラメータ	0.3~0.7
$\bar{\lambda}$	細長比パラメータ	0.2~0.5
N/N_y	軸力比	0~0.5

2.5.2 パラメータの分布

(1) 板パネルの幅厚比パラメータ (R_R)

フランジの板パネルにおける R_R の頻度分布図を図 2-5-1 に示す。ほとんどの橋脚の R_R が耐震設計編²⁾における矩形コンクリート充填橋脚（軸力比 $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ ）の許容ひずみの算出式の適用範囲である 0.3~0.7 の範囲にあることがわかる。また、鋼橋編³⁾で示されている局部座屈による応力低減域である $R_R > 0.5$ の柱が全数の約 40%を占めていることがわかる。

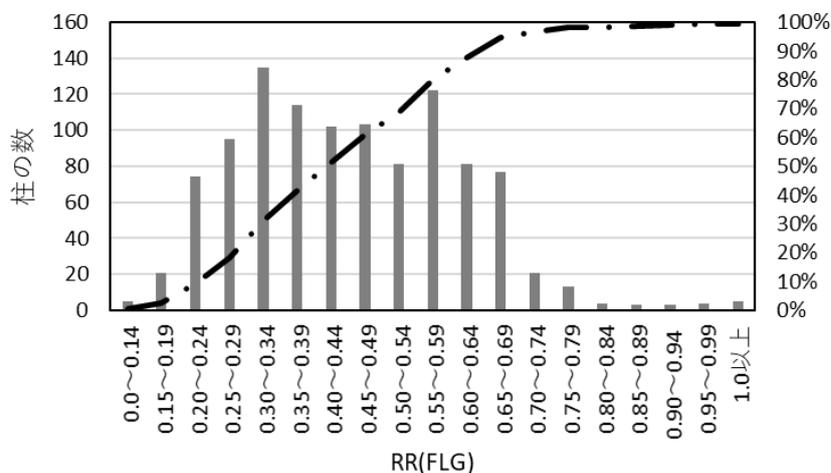


図 2-5-1 R_R (フランジ) と柱の数

(2) 補剛板パネルの幅厚比パラメータ (R_F)

フランジの補剛板パネルにおける R_F の頻度分布図を図 2-5-2 に示す。これらの分布は R_R とほぼ同様な分布を示している。

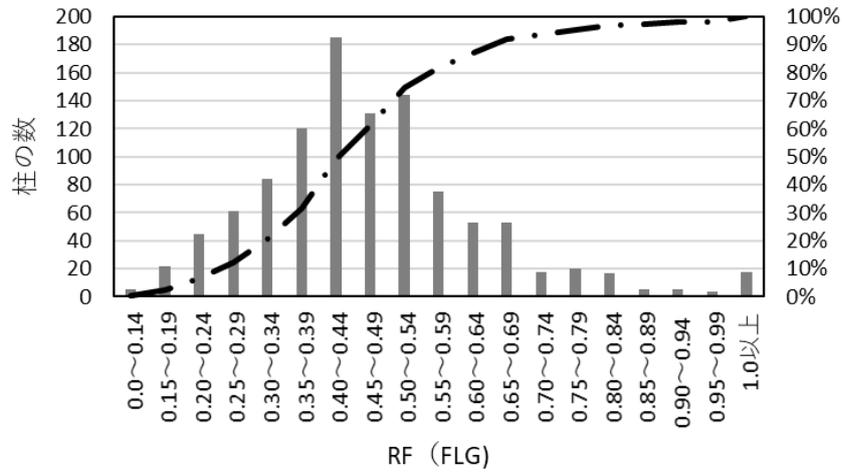


図 2-5-2 R_F (フランジ) と柱の数

(3) 細長比パラメータ ($\bar{\lambda}$)

橋軸方向の細長比パラメータの頻度分布図を図2-5-3に示す。細長比パラメータが0.5以下となるのは全体の約60%であり、約半分の40%の橋脚が許容ひずみの算出式の適用範囲外の値となることが分かった。

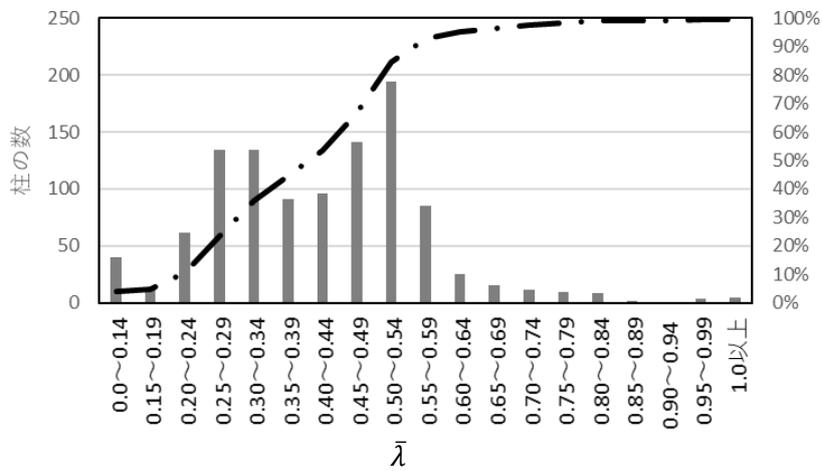


図2-5-3 細長比パラメータ (橋軸) と柱の数

(4) 軸力比 (N/N_y)

地震時にはラーメン橋脚において、軸力変動により大きな軸力比となる橋脚が存在すると考えられるが、本調査では計算書から確認できる死荷重時の軸力比を算出した。計算書から死荷重反力を抽出できたのは958基のうち618基であった。したがって、全ての橋脚の分布を示すことが出来ていないが参考までに図2-5-4に軸力比と橋脚柱数の関係を示す。算出された橋脚全て、軸力比が0.15以下となっている。

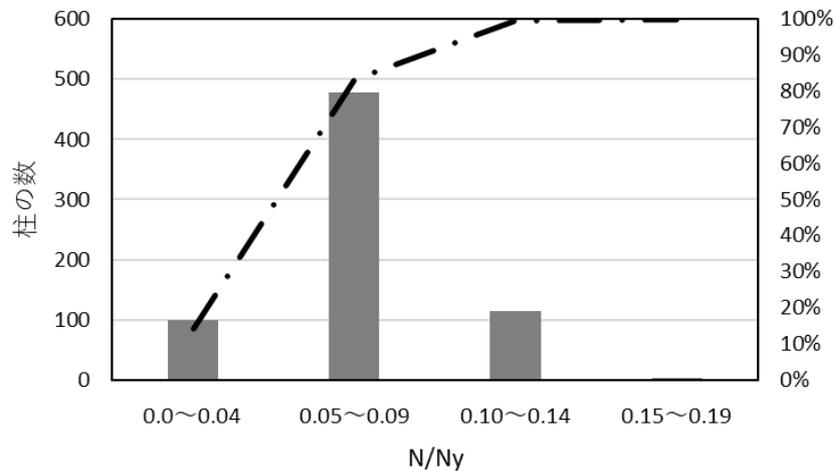


図 2-5-4 軸力比と柱の数

2.6 まとめ

首都高速道路における SM570 を有する鋼製橋脚の調査を実施し、以下の結果を得た。

- 首都高全体の 9137 橋脚のうち、鋼製橋脚が 3185 基であり、そのうち SM570 が使用されている橋脚は 1643 基（そのうち基部で使用している橋脚は 958 基である。）
- 首都高速道路で使用されている SM570 は 1990 年頃を境に、主に SM570Q と SM570TMC に分かれる。
- 軸力比の値は 0.15 以下であり、板パネルの幅厚比パラメータおよび補剛板パネルの幅厚比パラメータともに、ほとんどの橋脚で許容ひずみの算出式の適用範囲内となっている。しかしながら、細長比パラメータは全体の約 40%程度が適用範囲外の値となっている。

参考文献

- 1) 梶岡博幸: 取鍋精錬法, 鉄鋼技術の流れ 2, pp.89, 2000.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2017.

3 鋼材の製造方法の違いによる機械的性質と繰り返し塑性履歴特性の比較検討

3.1 はじめに

橋梁で使用されている鋼材は、製造技術の進歩に伴い高品質な鋼材が提供されるようになっている。しかしながら、首都高速道路で使用されている鋼材は、古い路線で 60 年以上前に製造されたものである。従って、機械的性質や化学成分において、現在の鋼材に比べ品質が異なることが考えられる。加えて、地震時の繰り返し载荷の影響を評価する指標の一つである鋼材の繰り返し塑性履歴特性も、60 年以上前に製造された鋼材は特性が異なる可能性がある。

一方、高張力鋼の SM570 は降伏比が高いことにより、軟鋼に比べ降伏域の広がり小さく、変形能力を期待する部材に使用することは避けられてきた。道路橋示方書においては、塑性化を考慮する部材に SM570 の適用は対象外となっている。しかしながら、第 2 章において示した通り、首都高速道路における鋼製橋脚の約 3 割が耐震上重要な橋脚基部に SM570 を使用しており、古い路線も含まれていることが明らかになっている。

そこで、SM570 を対象に鋼材の製造方法の違いによる機械的性質と繰り返し塑性履歴特性を明らかにするために引張試験や繰り返し载荷試験を行った。なお、試験片は既設橋梁から採取した鋼材と市中材をそれぞれ試験片として加工し、試験を行った。また、これらの試験結果を踏まえ、鋼材の材料構成則を作成し、補剛板のパネルとしての性質の違いを解析的に検討した。

3.2 試験に使用する鋼材

試験で使用する鋼材は、既設橋梁より採取した鋼材と市中材から購入した鋼材の 2 種類とした。採取した鋼材は、既設橋梁の支承工事にて、既設横梁に新たにマンホールを設置する際に撤去した鋼材を使用することにした。撤去した鋼材を写真 3-2-1 に示す。なお、撤去は鋼材への熱影響を考慮し、機械的な切断を行った。また、建設当時のミルシートしゅん功図書に残っていなかったが、既設横梁の設計は昭和 60 年頃に行われていたため、第 2 章で示した通り SM570Q である可能性が高い。一方、市中材はミルシートを基に現在製作において一般的に使用されている TMCP 鋼を選定した。



写真 3-2-1 撤去した鋼材

3.3 試験項目

試験項目は撤去した鋼材（以降，Q と表記）と市中材（以降，TMC と表記）で分けることにした。これは 3.2 に示す通り，Q はミルシートがないため，化学成分分析より熱処理方法の違いや断面マイクロ組織観察により圧延方向を確認する必要がある為である。試験項目の一覧を表 3-3-1 に示す。

表 3-3-1 試験項目

試験項目	Q	TMC	備考
1.化学成分分析	1 箇所	ミルシート	15 元素
2.引張試験	6 本	6 本	4 号試験片，2 採取方向
3.ヤング率測定	1 個	-	圧延方向
4.シャルピー衝撃試験	6 本	6 本	2 採取方向
5.断面マイクロ組織観察	3 箇所	-	2 方向断面，圧延方向断面
6.繰返し载荷試験 (両振り定ひずみ)	8 本	8 本	ひずみ振幅 4 ケース×2 採取方向

化学成分分析より得られる添加元素や不純物となる元素の含有量から，熱処理方法等が推定できる可能性がある。鋼板は圧延されているため，圧延方向（以下 L 方向という。）と圧延直角方向（以下 T 方向という。），板厚方向（以下 Z 方向という。）で組織や介在物の形状が異なり，それにより各方向で機械的性質も異なる。引張試験，シャルピー衝撃試験及び断面マイクロ組織観察は供試鋼の L 方向と T 方向を確認するため，写真 3-3-1 に示すように a 方向と b 方向を定義し，結果を比較した。断面マイクロ組織観察は，組織の状態（相変態）や分布を確認する。繰返し载荷試験は，試験により得られた応力とひずみの関係から鋼材の弾塑性挙動を確認する。図 3-3-1 に示すような鋼材の繰返し弾塑性特性として，一度ある方向（本試験では引張側）に塑性変形をした後に逆方向（本試験では圧縮側）に塑性変形させると初めの塑性変形での降伏応力度 σ_{yu} に対して逆方向の降伏応力度 σ_1 が小さくなる Bauschinger 効果，折り返し载荷後の降伏時に緩やかな接線係数の変化を示す Masing 効果，繰返し回数が増すごとに応力の振幅が小さくなる（大きくなる）繰返し軟化（硬化）を確認する。繰返し载荷試験は JIS 等に規定された方法がない。そのため，高張力鋼の繰返し载荷試験を実施している日本鋼構造協会の委員会の試験方法を参考にした。試験片は，平行部が圧縮時に座屈しないような寸法に設計された写真 3-3-2 に示す特殊丸棒試験片を用いる。载荷ステップを図 3-3-2 に，载荷条件を表 3-3-2 に示す。変位制御で引張と圧縮に一定のひずみ振幅を 10 サイクル（40 ステップ）载荷する。片振幅は，公称ひずみで 0.5%，1.0%，2.0%，4.0% の 4 通りとした。

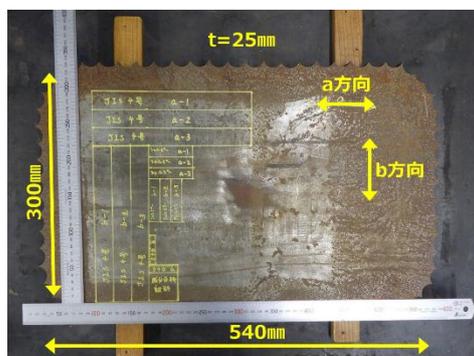


写真 3-3-1 撤去した鋼材 (a, b 方向)

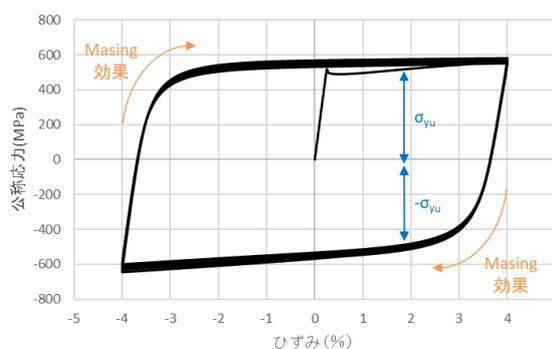


図 3-3-1 鋼材の繰返し弾塑性特性

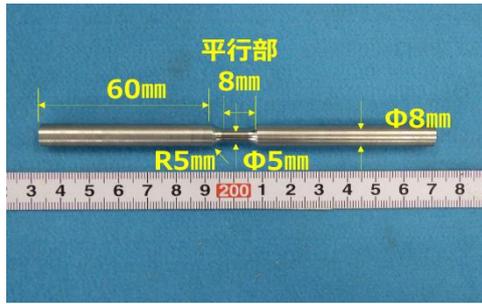


写真 3-3-2 特殊試験片

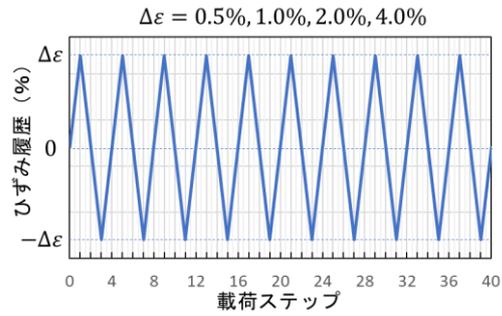


図 3-3-2 载荷ステップ

表 3-3-2 载荷条件

No.	ひずみ	载荷速度	サイクル数
1	±4.0%	0.3%/min	10
2	±2.0%	0.3%/min	10
3	±1.0%	0.3%/min	10
4	±0.5%	0.3%/min	10

3.4 試験結果

(1) 化学成分分析

Qの化学成分分析の結果とTMCのミルシートの値を表3-4-1に示す。TMCP鋼は、炭素当量 C_{eq} を低くするためにCは0.10%程度以下、溶接割れ感受性組成PCMは0.20%程度以下に成分設計することが多い。鋼材の化学成分を調査した文献1), 2)においても、TMCP鋼ではCの含有量は0.10%以下、PCMは0.20%以下であったが、SM570QではCとPCMがそれ以上の値も存在した。表より、QのCは0.13%、PCMは0.22%であるため、SM570Qである可能性が高い。また、TMCP鋼は結晶粒の微細化のためNbを添加するが、Qは非添加である。(以降、(3)の断面マイクロ観察結果も踏まえ、QはSM570Qと判断した。)不純物であるSの含有量は、JISの規定値が0.035%以下に対して、1/10以下の0.0034%と極めて低く、介在物によるL、T、Z方向での機械的性質の差は小さいと考えられる。

表 3-4-1 化学成分の比較

	C_{eq}	P_{CM}	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni
Q	0.39	0.22	0.13	0.27	1.42	0.017	0.0034	0.008	0.015
TMC	0.39	0.20	0.10	0.20	1.53	0.012	0.0020	0.010	0.010
参考: JIS	≤ 0.44	≤ 0.28	≤ 0.18	≤ 0.55	≤ 1.70	≤ 0.035	≤ 0.035		
	Cr	Mo	V	Nb	Ti	N	B	AL	
Q	0.008	0.038	0.043	<0.003	0.004	0.0046	0.0003	0.03	
TMC	0.013	0.000	0.060	0.020	0.000	0.0038	0.0000	0.025	

(2) 引張試験, シャルピー衝撃試験, ヤング率測定試験

QとTMCの引張試験の結果を表3-4-2に示す。表中の引張試験とシャルピー衝撃試験の結果は、a、b方向それぞれ試験片3体の平均値である。Qは、a方向に対して、b方向の方が破断伸び、絞り、シャルピー吸収エネルギーが大きいことから、a方向がT方向、b方向がL方向と推定される。また、QおよびTMCの降伏点と引張強さはL方向とT方向の差は小さく、均質等方な組織であると考えられる。

Q および TMC の L 方向の試験片 3 体の公称応力と公称ひずみの関係を図 3-4-1 に示す。Q は 3 体全てで降伏棚が明瞭に現れたが、TMC の 3 体全てで降伏棚が表れなかった。

表 3-4-2 引張試験, シャルピー衝撃試験, ヤング率測定試験

		0.2%耐力 N/mm ²	上降伏点 N/mm ²	下降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	一様 伸び %	破断 伸び %	絞り %	降伏比 %	シャルピー吸収 E J	ヤング率 × 10 ⁵ N/mm ²
Q	a 方向(T)	526	543	526	629	9.7	28	72	86.3	219	-
	b 方向(L)	524	541	522	627	9.8	31	77	86.3	284	2.10
TMC	T 方向	553	560	558	652	9.1	27	73	85.9	278	-
	L 方向	550	548	547	648	9.4	29	77	84.6	286	-
参考 : JIS		≧450	≧450	-	570~ 720	-	≧20	≧ 20	-	≧47	-

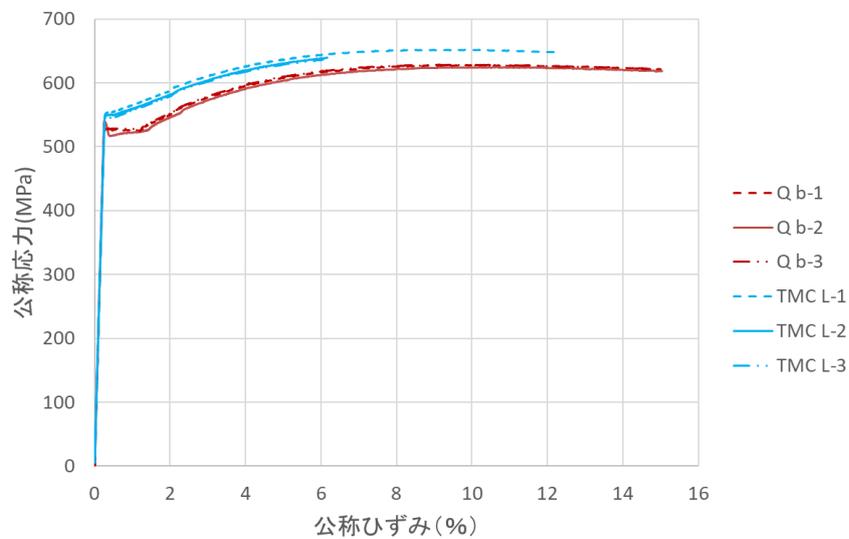


図 3-4-1 引張試験結果 (L 方向)

(3) 断面ミクロ試験

Qのa, b方向断面の断面ミクロ組織観察結果を図3-4-2に示す。b方向断面の方が観察された介在物の長さが比較的長いためb方向がL方向と推定される。断面には偏析はみられず均質微細な結晶であり、ベイナイト主体の組織であることからTMCP鋼の可能性はあるが、化学成分分析結果及び製造時期を踏まえるとSM570Qである可能性が高い。なお、フェライト+パーライトの混合組織であるSM570Nでないことは明白である。

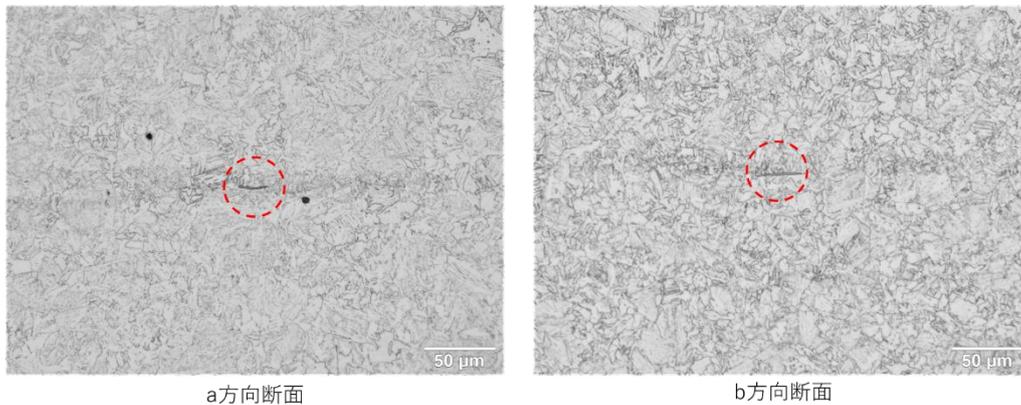
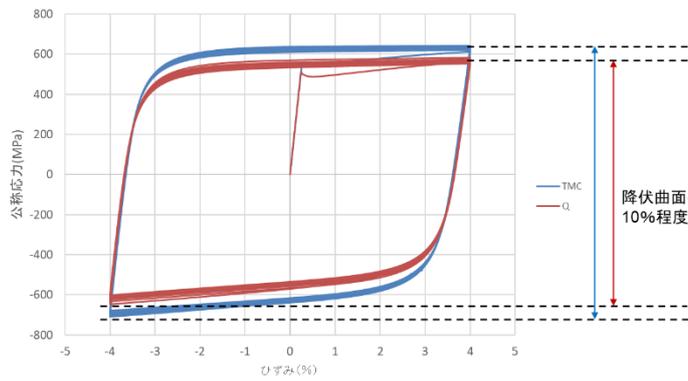


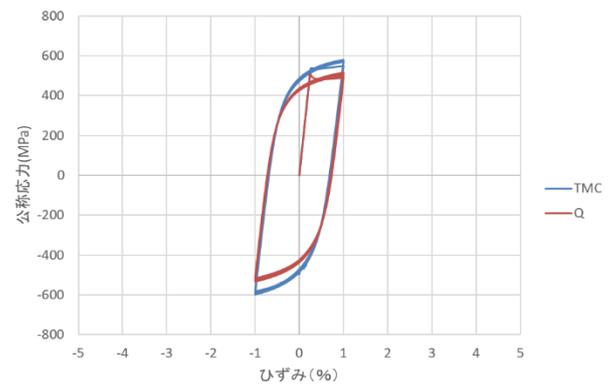
図 3-4-2 断面ミクロ組織観察

(4) 繰返し载荷試験

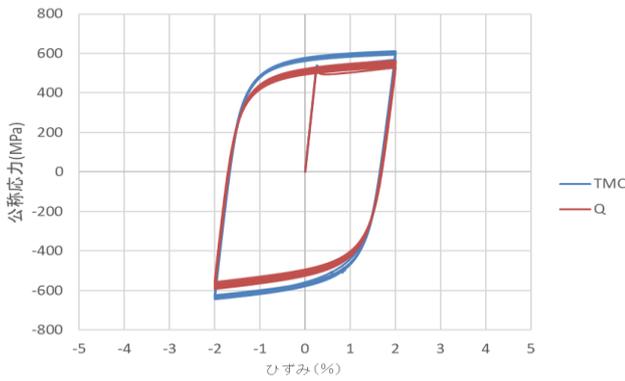
QとTMCにおけるL方向の試験片に対する载荷条件No.1 ($\pm 4.0\%$), No.2 ($\pm 2.0\%$), No.3 ($\pm 1.0\%$), No.4 ($\pm 0.5\%$)での繰返し载荷試験における公称応力と公称ひずみの関係を図3-4-3に示す。図より、図3-3-1において述べたBauschinger効果やMasing効果が確認できる。また、QとTMCを比較すると降伏曲面の半径が10%程度の違いがあった。図3-4-4に载荷条件No.1~No.4における各サイクルの引張側と圧縮側のひずみの折り返し点での真応力の絶対値を降伏応力で無次元化した値とサイクル数の関係を示す。図より、Qは3サイクル目(ステップ13)までは一部で繰返し硬化が確認されるが、全体的には繰返し軟化が発生している。一方、TMCは4サイクル目(ステップ15)までは一部で繰返し硬化が確認されるが、全体的には繰返し軟化が発生し、その程度はQと比較すると小さい。なお、上記の結果はT方向の試験片の試験結果も同様な傾向であった。



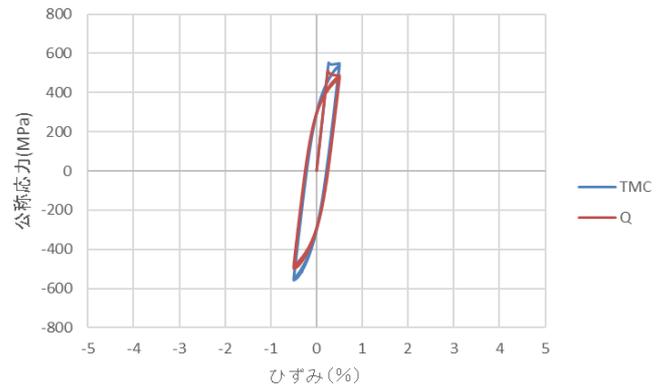
No. 1 (±4.0%)



No. 3 (±1.0%)

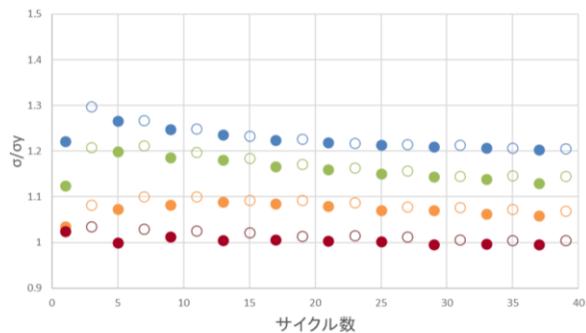


No. 2 (±2%)

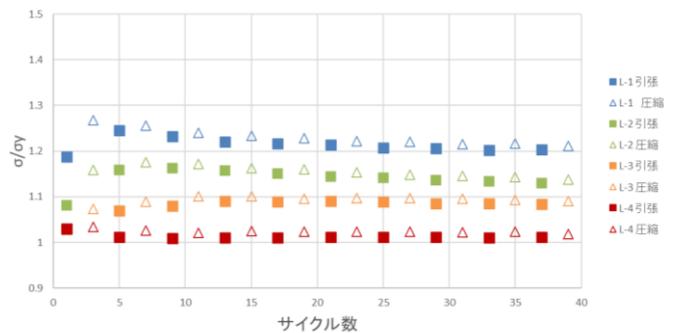


No. 4 (±0.5%)

図 3-4-3 応力とひずみの関係(L方向)



Q



TMC

図 3-4-4 繰返し硬化 (L方向)

3.5 複合非線形硬化則のパラメータ同定

(1) 材料構成則の検討

3.4章では、鋼材の各種試験を行い、QとTMCの機械的性質および繰返し塑性履歴特性の比較を行った。これは、鋼材の性質を比較した結果に過ぎず、これらの鋼材で構成される補剛板のパネル、さらに補剛板で構成される橋脚は、3.4章に示す鋼材の性質の違いにより、変形性能に影響を及ぼす可能性がある。そこで、本研究では、これらの影響を解析的に検討することにした。まず、本章では、3.4節で行った繰返し載荷試験結果を用いて、解析に用いる鋼材の構成則を構築する。構築する構成則は、既往の研究¹⁾において実験とほぼ同じ結果を与えると期待される複合非線形硬化則とした。構成則モデルの材料パラメータに関して、実験で示された特性を再現するための同定を行う。ここでは、鋼材の繰返し弾塑性特性はひずみ振幅に依存することが知られているため、片振幅が0.5%、1.0%、2.0%、4.0%のそれぞれの定ひずみ振幅の場合について同定する。そして、0.5%~4.0%の範囲でもっとも適用性が高いと考えられる同定パラメータを選定し、繰返し弾塑性構成則を提案する。なお、Qは本多らの研究²⁾で得られた構成則を適用し、本章ではTMCの構成則を日本鋼構造協会の委員会の研究³⁾に倣い提案する。

(2) 複合非線形硬化則モデル

鋼製橋脚に適用可能な弾塑性構成則モデルはこれまで複数提案されてきているが、本研究では実務者が導入し易い商用ソフトウェアに実装されている複合非線形硬化を表現できるモデルとした。その中で、本研究では商用ソフトに多く実装されているChaboche・Rousselierのモデル（以下、CRモデルと呼ぶ）を用いる。

CRモデルにおいて背応力の発展則は、Zieglerの線形移動硬化則モデルにおける発展則に緩和項を加え、

$$\dot{\alpha}_k = C_k \frac{1}{\sigma^0} (\sigma - \alpha) \dot{\epsilon}^P - \gamma_k \alpha_k \dot{\epsilon}^P \quad (3-1)$$

と表される。ここに σ は応力テンソル、 $\dot{\epsilon}^P$ は相当塑性ひずみ増分、 σ^0 は降伏曲面半径を定義する相当応力、 C_k と γ_k は非線形移動硬化に関する材料定数である。 α は背応力テンソルであり、次式によって定義される。

$$\alpha = \sum_{k=1}^{N_b} \alpha_k \quad (3-2)$$

すなわち、発展則が式(3-1)で表される N_b 個の背応力の重ね合わせである。このようにCRモデルでは複数の背応力 α_k の重ね合わせによって得られる背応力 α を導入することで様々な移動硬化特性を表現することができる。

CRモデルでは、降伏局面半径 σ^0 は相当塑性ひずみ $\dot{\epsilon}^P$ の関数として次のように定義することができる。

$$\sigma^0 = \sigma|_0 + Q_\infty (1 - \exp(-b\dot{\epsilon}^P)) \quad (3-3)$$

ここに $\sigma|_0$ は初期降伏応力（相当応力）、 Q_∞ は降伏曲面半径の最大変化量を表す材料定数、 b は降伏曲面半径の変化を規定する材料定数である。式(3-1)、(3-2)が移動硬化特性を表すのに対し、式(3-3)は等方硬化特性を表現している。 π 平面における複合硬化の様子を図3-5-1に示す。CRモデルでは、線形移動硬化則でも表現可能なBauschinger効果の他に、Masing効果、塑性シェークダウン、ラチェッティング

といった繰返し硬化挙動を取り扱うことができる。塑性シェークダウンは定振幅で両振り（平均応力は 0）となる繰返し弾塑性変形で観察される現象で、繰返し変形の進行に伴い硬化あるいは軟化が収まる現象である。ラチェッティングは平均応力が 0 でない場合の定振幅の繰返し弾塑性変形において、塑性ひずみが平均応力の方向にひずみが連続的に累積する現象である。

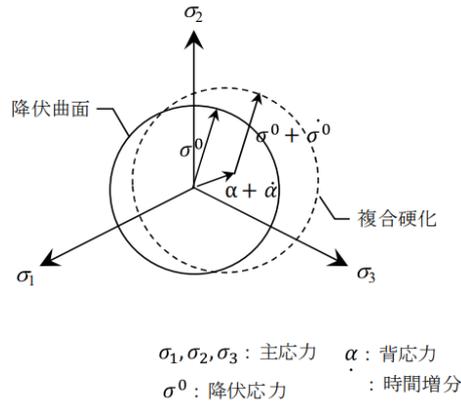


図 3-5-1 π 平面において円周として現れる降伏曲面と複合硬化

(3) CR モデルパラメータ同定

CR モデルの材料パラメータとしては、移動硬化特性に関するもの、等方硬化特性に関するものが存在する。まず、移動硬化特性に関するパラメータは、実験で得られた応力-ひずみ曲線から同定することができる。応力-ひずみ曲線としては、等方硬化が収束したあとの定常サイクルを構成するデータとして、9 サイクルまたは 10 サイクル目の測定値を用いた。移動硬化特性の同定は以下の 4 つのプロセスになる。

1 つ目は、Bauschinger 効果の発現点を決定する。実験結果より、载荷方向反転後の弾塑性接線係数が 160~180GPa 付近まで減少すると傾きが変化する傾向が認められたことから、弾塑性接線係数が 170GPa に到達したとみられる時点における応力値、ひずみ値を Bauschinger 効果の発現点とした。

2 つ目は、両振り定ひずみ振幅試験で得られた定常サイクルの応力-ひずみ曲線から、移動硬化特性の参照点を設定する。圧縮载荷時の履歴曲線を参照する場合は Bauschinger 効果の発現点から最小応力点までの曲線を、引張载荷時の履歴曲線を参照する場合は Bauschinger 効果の発現点から最大応力点までの曲線を再現するために十分な参照点が必要となる。本研究では、曲線の勾配変化に応じて密度を変えながらひずみ振幅ごとに 10 程度の参照点を設定した。設定した参照点と履歴曲線の対応の一例を図 3-5-2 に示す。

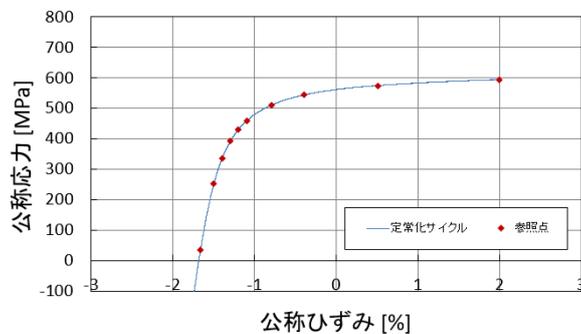


図 3-5-2 移動硬化特性のデータセット作成のための応力-ひずみ履歴曲線の参照点（片振幅 2%）

3 つ目は、試験で得られた各参照点の応力とひずみのデータから、塑性ひずみの昇順に並べた降伏応力-塑性ひずみデータセットを作成する。参照点は Bauschinger 効果の発現点以降に対して配置されているので、参照点の応力データをそのまま降伏応力データとして用いることができる。塑性ひずみデータとしては、参照点のひずみデータから弾性ひずみを差し引くことで作成する。弾性ひずみは参照点の降伏応力データと弾性係数から求めることができる。例えば、本解析で使用する有限要素解析ソフトウェア Abaqus2021⁴⁾では最初の参照点の塑性ひずみを 0 として入力する必要があるため、塑性ひずみデータセットの作成には次式を用いる。

$$\varepsilon_i^P = \varepsilon_i - \frac{\sigma_i}{E} - \varepsilon_1^P \quad (i = 1, 2, 3, \dots, N_k) \quad (3-4)$$

ここに、 $\sigma_i, \varepsilon_i, \varepsilon_i^P$ はそれぞれ i 番目の参照点の応力、ひずみ、塑性ひずみであり、 E は弾性係数、 N_k は参照点数である。

4 つ目は、降伏応力-塑性ひずみデータセットから、式(3-5)を用いて移動硬化パラメータ C_k と γ_k を同定する。まず、背応力数 N_b を決定する。式(3-1)より、k 番目の背応力 α_k は次のようになる。

$$\alpha_k = \frac{C_k}{\gamma_k} (1 - \exp(-\gamma_k \varepsilon^P)) \quad (k = 1, 2, 3, \dots, N_b) \quad (3-5)$$

上式で得られる N_b 個の α_k の和 α と降伏応力-塑性ひずみデータセットフィッティングにより C_k と γ_k を決定することができる。Abaqus では降伏応力-塑性ひずみデータセットを入力すると、内部でフィッティングを行い、 C_k と γ_k が算出される。背応力数に関しては、既往の研究¹⁾を参考に 3 を採用することとした。表 3-5-1 に同定された移動硬化パラメータを示す。

表 3-5-1 同定された移動硬化パラメータ

i	片振幅 1%		片振幅 2%		片振幅 4%	
	C_i	γ_i	C_i	γ_i	C_i	γ_i
1	25859	187.83	6538.3	89.175	286570	2213.1
2	111359	1012.9	55412	492.09	42623	365.12
3	266498	4437.3	265708	2645.5	4063.4	77.34

次に、等方硬化特性に関するパラメータは、主として試験で得られた各载荷ステップにおける最終の応力から同定することができる。等方硬化特性もひずみ振幅に依存するため、解析で使用するひずみレベルに応じたひずみ振幅の試験結果を参照することが望ましい。同定にあたっては相当塑性ひずみの昇順に並べた降伏曲面半径-相当塑性ひずみデータセットを使用するため、まずその作成を行う。作成は次の 5 つのプロセスになる。

1 つ目は、第 1 サイクルの第 1 载荷ステップの応力-ひずみ曲線を多直線近似により再現するために十分な参照点を配置する。なお、次節で行う四辺単純支持板の解析にパラメータを用いるため、上降伏点を再現せずひずみに対する応力増加量が正であり続けるように、最初の参照点を下降伏点と次の参照点を通る直線の傾きで上降伏点以前の弾性域の直線との交点とし、そこから曲線の勾配変化に応じ

てデータ間隔を変えながらひずみ振幅ごとに参照点を設定し、最初の参照点を合わせて合計で 10 個程度の参照点を設定した。参照点を設定した一例を図 3-5-3 に示す。

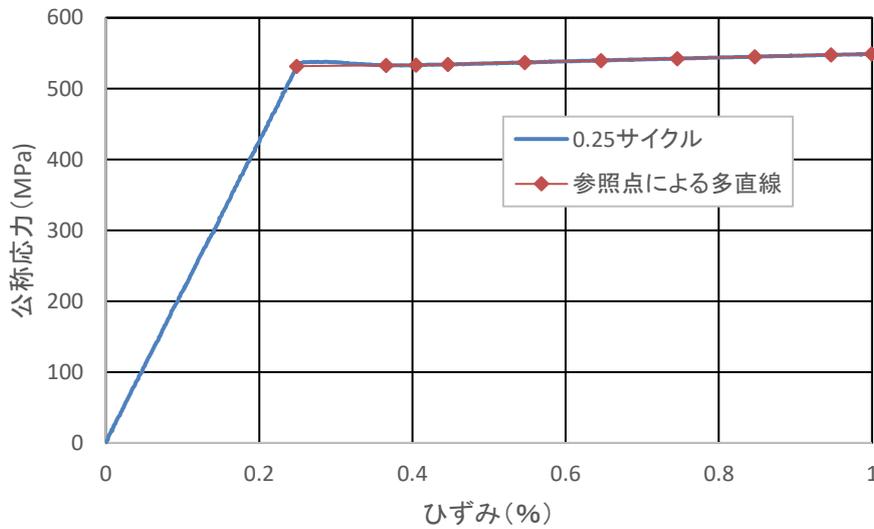


図 3-5-3 等方硬化特性のデータセット作成のための応力-ひずみ履歴曲線の参照点（片振幅 1%）

2 つ目は、各参照点の応力とひずみのデータから降伏曲面半径-相当塑性ひずみデータセットを作成する。すなわち、ひずみデータについては、次式により弾性ひずみを差し引き相当塑性ひずみデータとする。

$$\bar{\varepsilon}_i^p = \varepsilon_i - \frac{\sigma_i}{E} \quad (i = 1, 2, 3 \dots N_q) \quad (3-6)$$

ここに、 $\bar{\varepsilon}_i^p, \varepsilon_i, \sigma_i$ はそれぞれ i 番目の参照点の相当塑性ひずみ、ひずみ、応力であり、 N_q は参照点数である。

応力データについては、次式のように各相当塑性ひずみ量における背応力を差し引くことで降伏曲面半径データとする。

$$\sigma_i^0 = \sigma_i - \alpha(\bar{\varepsilon}_i^p) \quad (i = 1, 2, 3 \dots N_q) \quad (3-7)$$

背応力は、上述の手法に従って同定したパラメータと式(3-2)、式(3-5)により得られる。相当塑性ひずみ量は、式(3-6)で求めた値を用いればよい。

3 つ目は、得られた N_q 個のデータセットの後に、次式より求めた N_j サイクル分の降伏曲面半径データを結合させる。

$$\sigma_i^0 = \sigma_i^{t, last} - \sigma_i^{c, first} / 2 \quad (i = 1, 2, 3 \dots N_j) \quad (3-8)$$

ここに $\sigma_i^{t, last}$ と $\sigma_i^{c, first}$ はそれぞれ i 番目のサイクルにおける第 1 载荷ステップの最終応力と圧縮载荷時の Bauschinger 効果の発現点における応力であり、 N_j はデータ作成にあたって参照するサイクル数である。サイクル数は定常サイクルのみ参照する。なお、1 サイクル目のデータについては第 3 载荷ステップの最後における降伏曲面半径として、次式より求めた値を採用する。

$$\sigma_1^0 = (\sigma_2^{t,last} - \alpha(\varepsilon_{N_k}^p) - \sigma_1^{c,first})/2 \quad (3-9)$$

ここで、 $\alpha(\varepsilon_{N_k}^p)$ は次式により求めればよい。

$$\alpha(\varepsilon_{N_k}^p) = \sigma_{N_k} - \sigma_1 \quad (3-10)$$

ここに、 σ_1 と σ_{N_k} は、それぞれ降伏応力-塑性ひずみデータセットにおける最初と最後の参照点の応力である

4 つ目に、 N_j サイクル分の降伏曲面データに対応する相当塑性ひずみデータを作成しデータセットに加える。相当塑性ひずみデータについては、第 1 载荷ステップ開始から*i*番目のサイクルにおける第 1 载荷ステップ終了までに発生するひずみの塑性成分について、絶対値の和を取ることで得られる。本研究では、次式により近似的に試験中の弾性ひずみの変化を考慮した相当塑性ひずみを求めた。

$$\begin{cases} \varepsilon_1^p = 3\Delta\varepsilon - \frac{2\sigma_1^{t,last} - \sigma_1^{c,last}}{E} \\ \varepsilon_i^p = \sum_j^i \left(4\Delta\varepsilon - \frac{\sigma_j^{t,last} + \sigma_{j+1}^{t,last} - 2\sigma_j^{c,last}}{E} \right) + \varepsilon_1^p \quad (i = 2, 3 \dots N_j) \end{cases} \quad (3-11)$$

ここに、 $\Delta\varepsilon$ は定ひずみ振幅試験で発生させたひずみの片振幅である。

Abaqus2021 では、降伏曲面半径-相当塑性ひずみデータセットを線形補間して任意の相当塑性ひずみに対する降伏判定を行う。一方、背応力については塑性ひずみに対して C_k と γ_k に基づき上に凸の曲線として算定される。よって、データセットの参照点が十分でないと、参照点の間で降伏曲面半径が線形補間から大きく外れ、上に凸の変動を示すことになる。そこで、5 つ目として、本研究では、第 1 载荷ステップの応力-ひずみ曲線を近似するための N_q 個の降伏曲面半径-相当塑性ひずみのデータセットの間 100 点ずつ線形補間して、 $N_q + (N_q - 1) \times 100$ 個のデータに増幅させた。したがって、本節で作成した全サイクルに対する降伏曲面半径-相当塑性ひずみデータセットは $N_q + (N_q - 1) \times 100 + N_j$ 個の降伏曲面半径-相当塑性ひずみデータより構成されている。

また、このデータセットで規定される降伏曲面半径-相当塑性ひずみ関係は複雑なため、式(3-3)のように近似することはほとんどの場合不可能である。よって、ここで述べた第 1 载荷ステップ特有の応力-ひずみ曲線を再現する手法は、 $\sigma|_0$ 、 Q_∞ 、 b の組み合わせによってではなく、上述の降伏曲面半径-相当塑性ひずみデータセットによってパラメータ入力できることが前提となる。

(4) SM570TMC に関する繰返し弾塑性構成則の提案

(3)の CR モデルパラメータ同定は、ひずみ振幅ごとに応力-ひずみ履歴曲線をフィッティングすることで行う。したがって、フィッティングに用いたひずみ振幅（以下、同定振幅）と同じ振幅の定ひずみ振幅解析においては実験とほぼ同じ結果が示されるが、繰返し弾塑性特性のひずみ振幅依存性により、解析で用いるひずみ振幅が異なる場合には実験結果と差異が生じる。そこで、ひずみ振幅が 0.5% ~ 4.0%の範囲でもっとも適用性が高いと考えられる同定パラメータを選定するために、この範囲のひずみ振幅を与える定ひずみ振幅解析を実施し、各同定パラメータを用いた CR モデルが同定振幅と異なるひずみ振幅の下でどのような応力履歴を示すかを確認し、実験結果と比較する。

両振り定ひずみ振幅実験の再現は Abaqus2022⁵⁾用いた有限要素解析で行った。特殊丸棒試験片のひずみ評価部における試験中の応力・ひずみ状態は一樣な 1 軸状態とみなせるため、1 有限要素を対象とした静的・大変形繰返し载荷解析とした。要素は標準的な 8 節点低減積分ソリッド要素 (C3D8R) を使用

した。 荷重は所定のひずみ振幅に相当する強制変位によって再現し、時間増分は各荷重ステップを 40 分割とした。 このような解析を行い、荷重軸方向の応力、ひずみ、ならびに履歴吸収エネルギーを出力した。

図 3-5-4 は、繰返し試験で得られた応力-ひずみ履歴曲線の解析結果を示したものである。 まず、同定振幅と実振幅が一致する場合についてみると、振幅が大きくなるにつれて圧縮側の塑性変形の傾きが試験結果よりも小さくなって差が広がっているものの、それ以外では **Bauschinger** 効果、**Masing** 効果、塑性シェークダウンといった繰返し荷重時の鋼材特有の挙動が再現されていることがわかる。 同定振幅と実振幅が異なる場合についてみると、同定振幅が実振幅より大きい場合については履歴曲線の再現はある程度出来ているものの、同定振幅と実振幅の差が大きければ大きいほどサイクルを重ねるごとに等方硬化パラメータの違いから試験結果とずれていく様子が見られる。 また、同定振幅が実振幅より小さい場合においては **Bauschinger** 効果発現から荷重方向反転までの間の応力変化が実測よりも小さくなり実験とのずれが生じている。

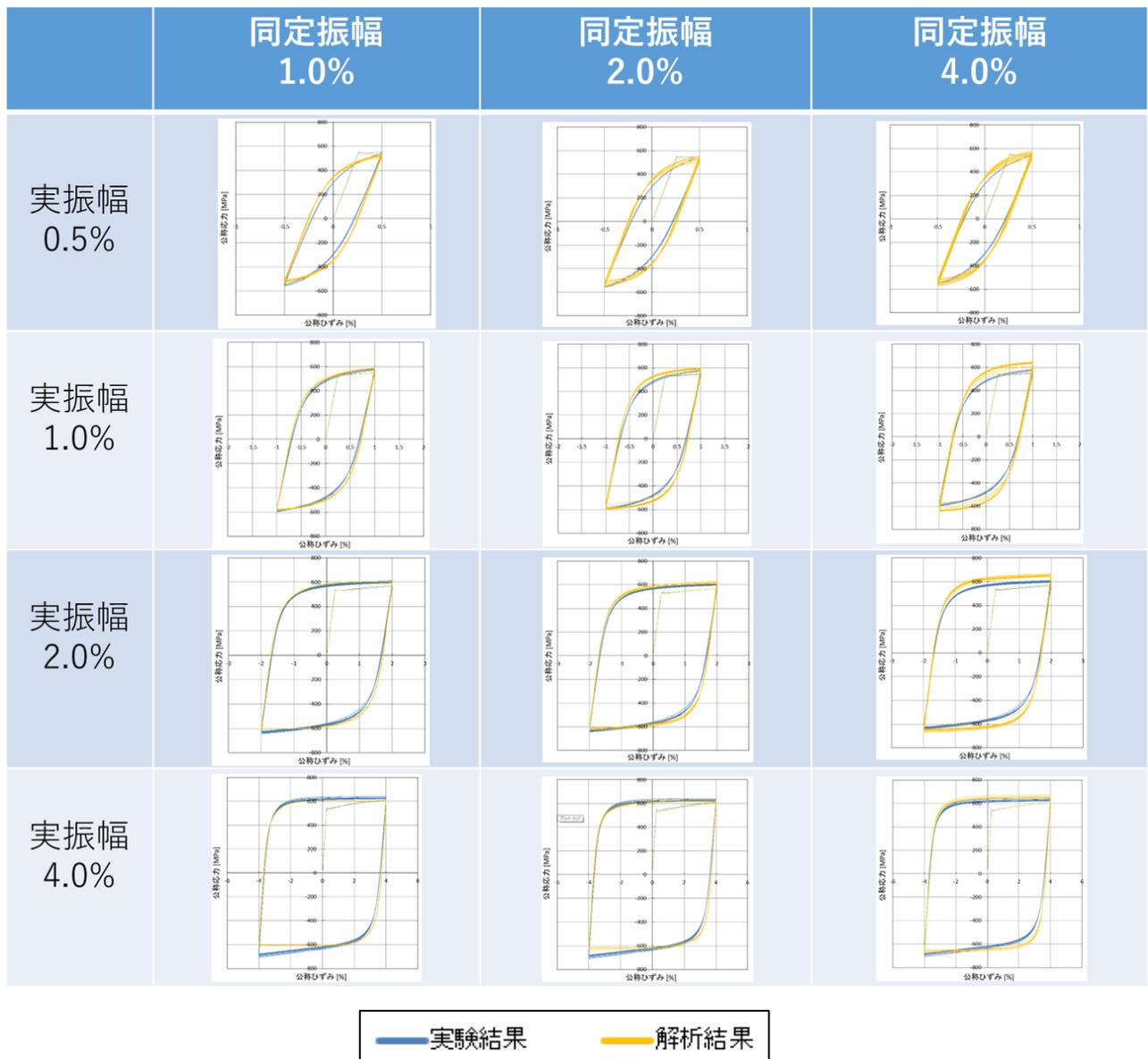


図 3-5-4 CR モデルによる応力-ひずみ履歴曲線の再現結果

図 3-5-5 に、履歴吸収エネルギーの CR モデルによる再現結果を示す。解析結果と実験結果が一致しないことの要因としては、圧縮側において弾塑性接線係数が小さく表れていることや、引張側で加工硬化により大きい応力が算出されたことが推察される。図 3-5-6 に、応力-ひずみ履歴曲線において実験とほぼ同じ結果となった同定振幅 1%と 2%の解析結果の履歴吸収エネルギーと試験結果の履歴吸収エネルギーの誤差に関して比較した結果を示す。実測における相当塑性ひずみの 80%の割合の値における履歴吸収エネルギーを基準に、各同定振幅の場合の誤差を評価した結果を示している。同定振幅 1%と 2%の履歴吸収エネルギーは、同定振幅と実振幅が異なっても平均すると 10%以内の誤差に収まっている。また同図より、同定振幅 2%に比べて同定振幅 1%の解析結果のほうが履歴吸収エネルギーにおいて、実験結果に近いといえる。以上の理由より、次節の 4 辺単純支持板における弾塑性解析において実験結果に近い解析結果を与えると期待される CR モデルの材料パラメータとして同定振幅 1%のパラメータを選定する。

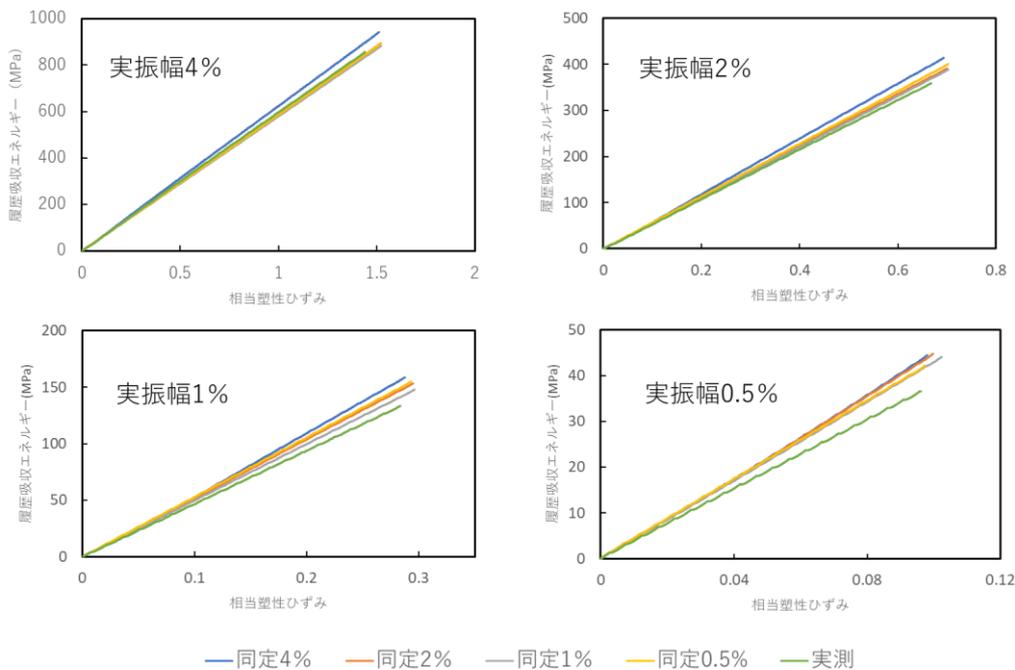


図 3-5-5 CR モデルによる履歴吸収エネルギーの再現結果

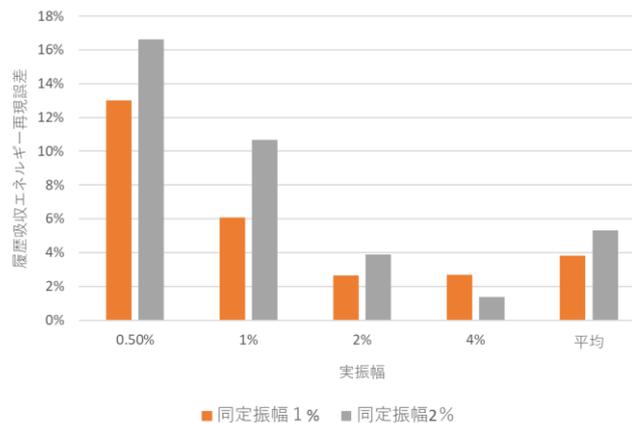


図 3-5-6 CR モデルによる履歴吸収エネルギーの再現比較

3.6 4 辺単純支持板の繰返し弾塑性解析

(1) はじめに

本節では、前節で選定した TMC の弾塑性特性を表現する弾塑性構成則のパラメータを用いて、4 辺単純支持された平板を対象に繰返し弾塑性載荷解析を行い、その結果を既往の研究³⁾で行われた Q の同解析結果と比較し、鋼材の製造方法の違いによる弾塑性履歴特性の差異がどのように生じるか検討する。なお、Q の解析結果と TMC の解析結果を平均応力-平均ひずみ曲線の曲線形状、構造物の耐荷力評価に関わる包絡線と耐力劣化割合に着目した比較を行った。

(2) 解析条件

解析の対象とした平板は、正方形の無補剛板とした。4 辺単純支持における荷重の負荷方法として、4 辺のうち 2 辺に後述の載荷パターンに基づき面内方向に強制変位を付与し、それ以外の 2 辺は面外方向対して変位固定した。弾性係数は 200GPa(Q)と 210GPa(TMC)、ポアソン比は 0.3 とし、降伏以降の挙動に関するパラメータは 3.5 で同定した値を採用した。平板の板厚 32mm とし、異なる幅厚比パラメータにおいて比較を行うため、板の 1 辺の長さは、500mm, 1100mm, 1700mm の 3 パターンとした。本研究では、それぞれ厚板、中間板、薄板と呼ぶ。幅厚比パラメータ R は以下の式(3-12)のように定義されており、それぞれで計算をすると厚板で 0.3, 中間板で 0.7, 薄板で 1.1 である。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12\sigma_y(1-\nu^2)}{\pi^2 E k_p}} \quad (3-12)$$

ここで、 b は板の幅、 t は板の厚さ、 σ_y は降伏強度、 E は弾性係数、 ν はポアソン比、 k_p は板の座屈係数である。

初期たわみは、1 次の弾性座屈モード形によって近似し、板中央の最大初期たわみは 1 辺の長さの 1/1000 とした。図 3-6-1 に、設定した初期たわみの形状を示す。

残留応力は、載荷方向に平行な板の 2 辺に沿って溶接を行った場合を想定して設定した。具体的には、図 3-6-2 に示すように載荷方向の応力分布を表現した。端部の引張応力は前節の同定振幅 1% のモデルにおける初期降伏応力とし、中心部に発生する圧縮応力の大きさはその 1/4 ($0.25\sigma|_0$) とした。

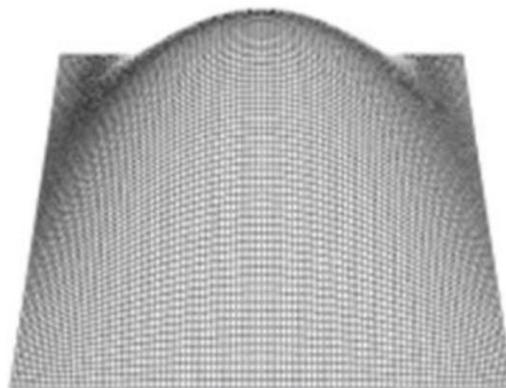


図 3-6-1 初期たわみ形状
(たわみ成分のみ 500 倍に誇張して表示)

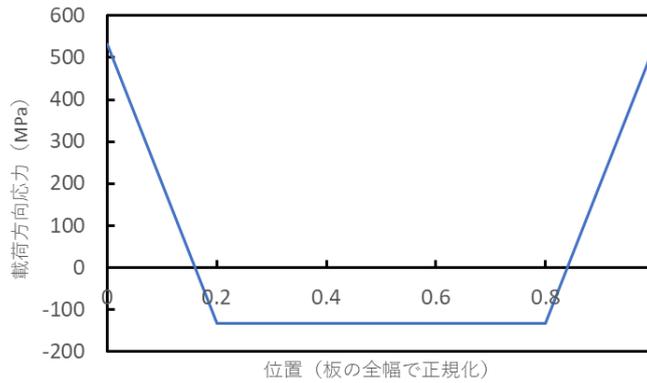


図 3-6-2 残留応力

荷重パターンは、漸増振幅荷重 1 パターンと定振幅荷重 3 パターンの合計 4 パターンとした。図 3-6-3 に各荷重パターンの強制変位履歴を示す。いずれも変位制御による両振り荷重である。漸増振幅荷重は 6 サイクルから構成され、第 1 サイクルでは振幅を $2\delta_y$ (δ_y は各板の降伏変位)、第 2 サイクル以降では $2\delta_y$ ずつ増やしていき、第 6 サイクルでは $12\delta_y$ とした。定振幅荷重は 10 サイクルから構成され、各サイクルの振幅は荷重パターンごとに $4\delta_y$ 、 $8\delta_y$ 、 $12\delta_y$ とした。

使用した有限要素と時間増分については既往の研究³⁾を踏襲した。すなわち、各板はシェル要素によってモデル化することとし、薄肉構造の耐荷力解析において多用される 4 節点低減積分要素を用いた。幾何学的非線形解析に使用することから、有限膜変形と大回転、横せん断変形、板厚の変化を考慮した有限ひずみ 6 自由度シェル要素とし、断面ポアソン比は 0.5、Simpson 則に基づく積分点は板厚方向に 5 点とした。要素分割は、板の 1 辺が 100 分割されるように格子状に行った。なお、数値減衰に関しては、解の収束を高めるために数値減衰を付加した。(減衰係数 0.0001 を基本とし、幅厚比パラメータ $R=0.3$ の漸増荷重は減衰定数 0.0002、幅厚比パラメータ $R=1.1$ は 0.001 とした。)

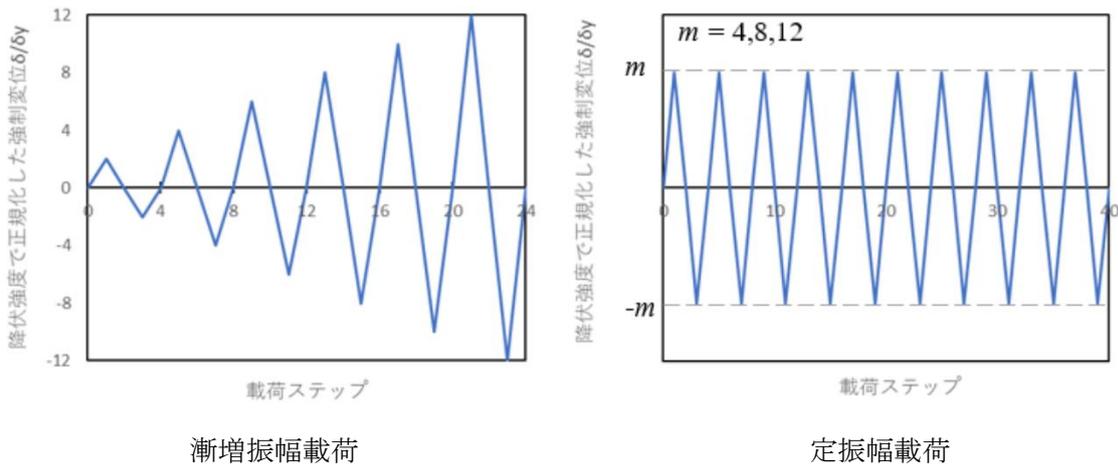


図 3-6-3 荷重パターンと強制変位履歴

(3) 解析結果

a) 平均応力-平均ひずみ曲線の比較

平均応力 σ_m と平均ひずみ ε_m は、次式によって定義される。

$$\sigma_m = \frac{P}{A} \quad (3-13)$$

$$\varepsilon_m = \frac{\delta}{a} \quad (3-14)$$

ここに P は荷重、 A は断面積、 δ は載荷点における載荷方向の変位、 a は板の一辺の長さである。

初期降伏応力 $\sigma|_0$ として Q は既往の研究で選定された複合硬化則モデルの1%における478.5MPa、TMCは複合硬化則モデルの1%における536.3MPaを採用し、初期降伏応力 σ_y と初期降伏ひずみ ε_y で割ることで正規化した、正規化平均応力 σ_m/σ_y と正規化平均ひずみ $\varepsilon_m/\varepsilon_y$ を表示している。

図3-6-4に Q とTMCの漸増振幅パターンの平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較を示す。

同図から、1サイクル目では、初期降伏応力の高いTMCが Q に比べて高い応力レベルとなっている。厚板において、引張側と圧縮側の両方で最大平均応力の違いがみられる。また、中間板と薄板において、1サイクル目から両鋼材の曲線で座屈が起こっており、振幅が大きくなるほどに座屈による耐力低下が著しく発生し、引張側では最大平均応力の違いが見られる一方で、圧縮側ではわずかにしか鋼材間で最大平均応力も変わらず、圧縮側の変位最大となっている付近では、ほぼ差が見られない。このことは、鋼材の製造方法の違いが座屈後の耐荷力の劣化に対してほとんど影響を及ぼしていないということを示している。

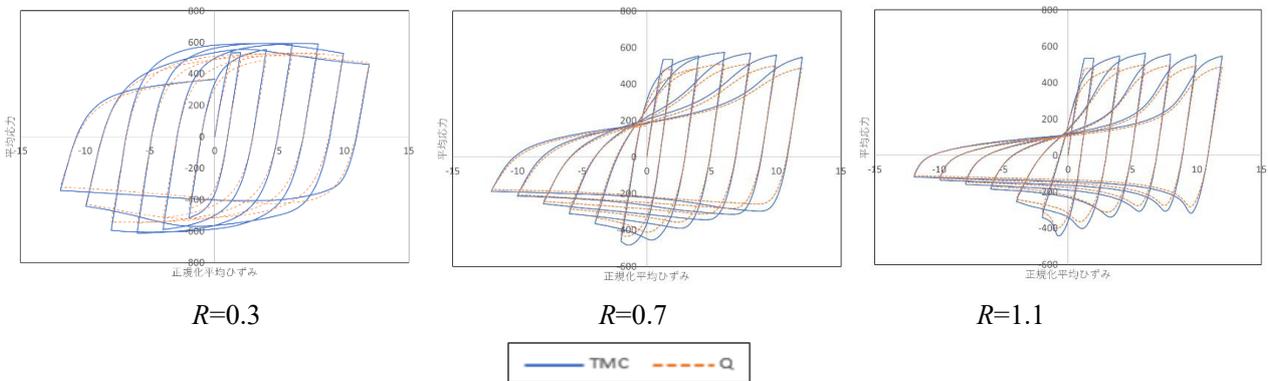


図 3-6-4 平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較（漸増振幅パターン）

図3-6-5に Q とTMCの幅厚比パラメータ R が0.7における定振幅パターンの平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較を示す。

同図から、1サイクル目から座屈が発生しており、正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線より機械的性質の差異が出やすい平均応力-正規化平均ひずみ曲線においても、圧縮側ではTMCと Q は類似した履歴曲線を示すことが分かった。また、座屈後の引張側での耐力劣化が再現されており、振幅が大きくなるにつれて座屈による耐力劣化の影響が大きくなり、2つの鋼材間の差異が小さくなっていくことも確認することができる。以上から、鋼材の製造方法の違いが平均応力-平均ひずみ曲

線に及ぼす影響は、引張側で平均応力の違いで表れる。一方で、座屈が発生した後の圧縮側では、座屈による耐力劣化による影響が大きくなり、差が表れにくい。

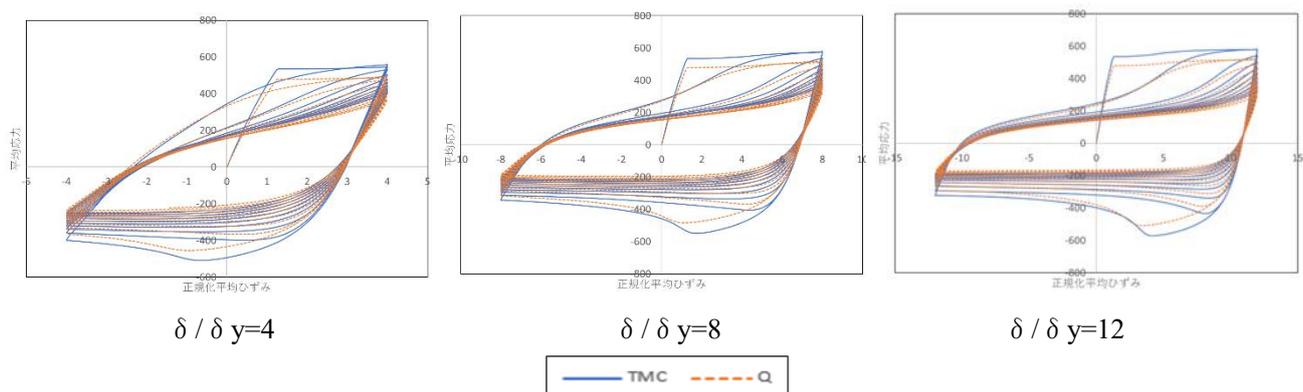


図 3-6-5 平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較（定振幅パターン，R=0.7）

図 3-6-6 に Q と TMC の漸増振幅パターンの正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較を示す。

同図より、厚板では振幅の増大につれて発展が減衰する非線形の移動硬化が再現されている一方で、最終サイクルにかけて引張荷重の耐力低下が発生していることが確認できる。中間板や薄板の場合についても比較すると、第 1 サイクル目から圧縮側で座屈による耐力低下が発生しており、構成則の違いや鋼材の機械的性質のばらつきによる影響が小さくなり、厚板で表れていた差異が現れなくなっていることがわかる。以上より、漸増振幅载荷パターンにおける正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線において、厚板では製造方法が異なる 2 つの鋼材間で曲線の差異が確認することができたが、中間板や薄板は幅厚比パラメータ R が大きくなるにつれて、幾何剛性による影響が大きくなっていき、鋼材間の機械的性質の違いによる影響が相対的に小さくなるため、製造方法が異なる 2 つの鋼材間の曲線の差異が現れにくくなっていく。

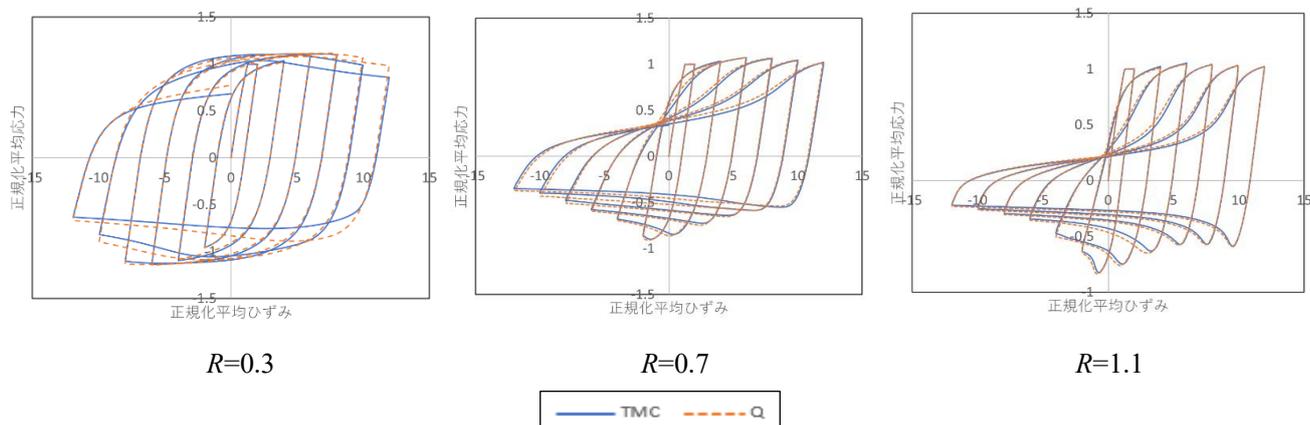


図 3-6-6 正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較（漸増振幅パターン）

図 3-6-7 に Q と TMC の幅厚比パラメータ R が 0.7 における定振幅パターンでの正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較を示す。

同図より、TMC と Q は似た軌道を通っていることが確認することができる。これは、漸増振幅载荷の中間板や薄板のように第 1 サイクルの圧縮载荷時から座屈が発生しているため、材料の強度による影響が小さくなり、幾何剛性による影響が大きくなったことが原因であると考えられる。以上より、応力-ひずみ曲線を鋼材ごとの初期降伏応力と初期降伏ひずみで正規化をすると、多少の差異は確認できるものの製造方法の異なる 2 つの鋼種は近似した曲線を示すということがわかる。

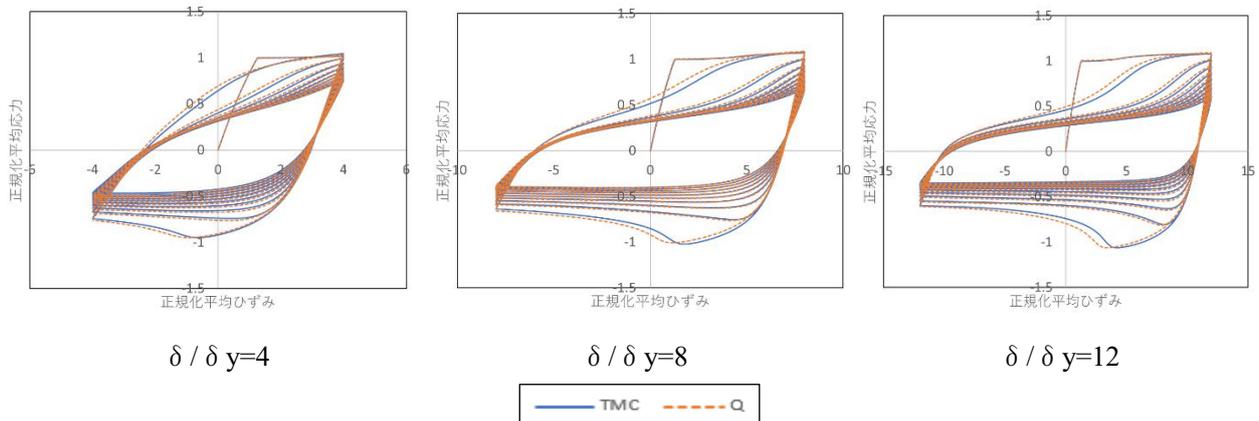


図 3-6-7 正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の比較 (定振幅パターン, $R=0.7$)

b) 包絡線の比較

図 3-6-8 に漸増振幅パターンにおける正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の包絡線を幅厚比パラメータ R ごとの比較を示す。ここでは、各サイクルの履歴曲線の中で圧縮側と引張側にそれぞれ存在する载荷方向折り返し点をサイクル順でつないだ曲線を包絡線としている。

同図より、中間板と薄板において、引張側の第 3 サイクル付近まで繰返し硬化によって緩やかに耐力が上昇し、その後の最終サイクルに向かって緩やかな耐力の低下が見られる挙動が TMC、Q の両方に確認することができる。一方、厚板の場合、引張側の耐力の低下が見られる挙動が TMC と Q で異なっている。また、圧縮側では、厚板の場合について着目すると、TMC と Q の座屈による耐力劣化が始まるサイクルが同じになっていることがわかる。中間板や薄板の場合について着目すると、第 1 サイクルから座屈が発生しておりそれに伴う圧縮側での耐力劣化が見られる。以上のことから、漸増振幅パターンの包絡線では、圧縮側では似たような挙動や耐力低下を確認することができるが、引張側で異なる 2 つの鋼材間で耐力変化の様子が異なっているといえる。

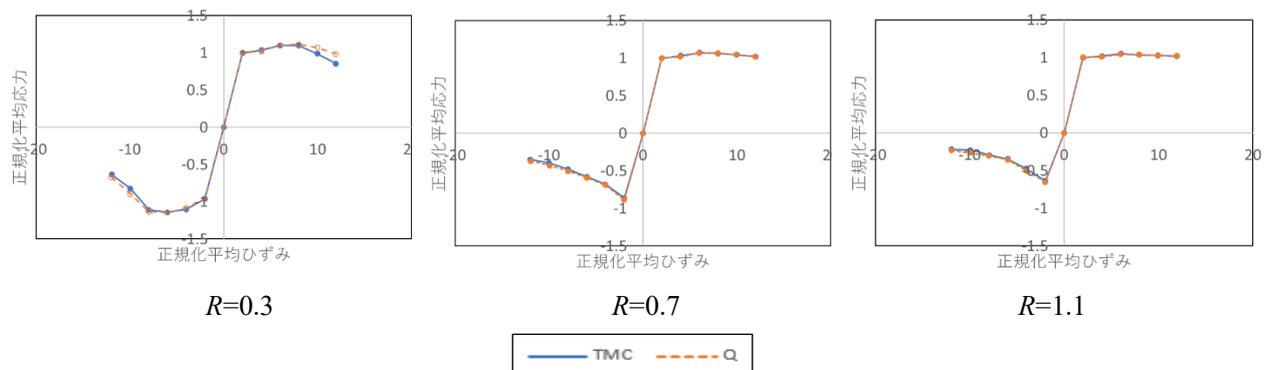


図 3-6-8 包絡線の比較 (漸増振幅パターン)

図 3-6-9 に Q と TMC の幅厚比パラメータ R が 0.7 における定振幅パターンの正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の包絡線の比較を示す。また、図 3-6-10 に包絡線の違いを定量的に見ることができるよう、引張側、圧縮側それぞれにおいて最大耐力で最大耐力と最小耐力の差を割った耐力劣化割合についてまとめたものを示す。

図 3-6-10 より、いずれの振幅においても TMC と Q の耐力劣化の程度は変わらず、引張側で振幅が大きいほど耐力劣化量が多いことが分かった。

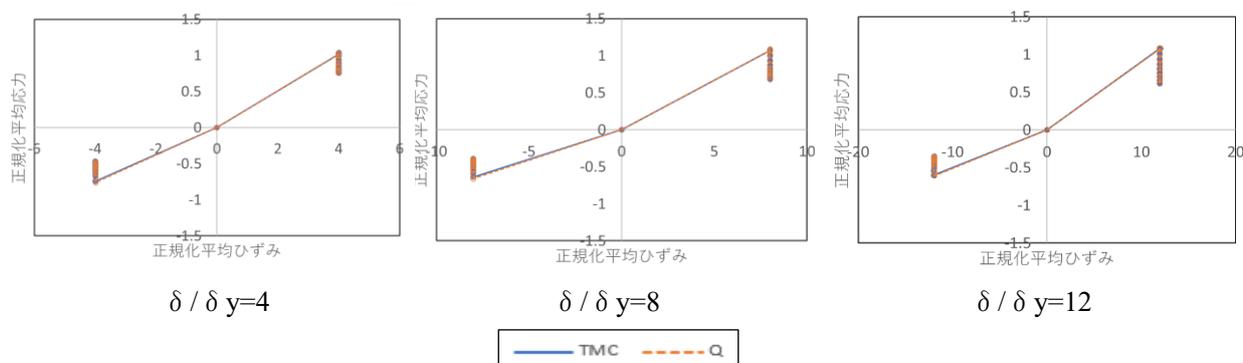


図 3-6-9 包絡線の比較 (定振幅パターン, $R=0.7$)

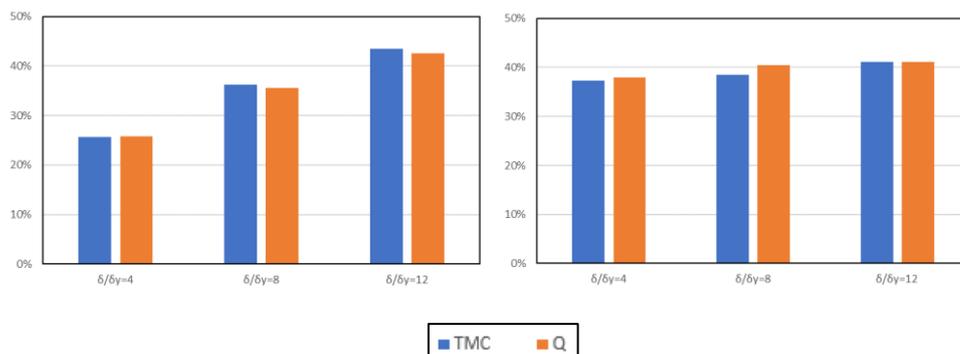


図 3-6-10 耐力劣化割合比較 (左 引張側, 右 圧縮側)

3.7 まとめ

製造方法が異なる TMC と Q の 2 つの鋼材を使用して、機械的性質および繰返し履歴特性を比較した。得られた知見を以下に示す。

【引張・繰返し試験結果】

- ・引張試験において、降伏点，引張強さ，一様伸び，破断伸び，絞り，降伏比に明瞭な差は認められなかった。
- ・引張試験の公称応力-公称ひずみのグラフにおいて，TMC は降伏棚が現れなかった。
- ・シャルピー衝撃試験において，TMC は圧延方向と圧延直角方向で吸収エネルギーに明瞭な差は認められなかった。
- ・繰返し試験において，Bauschinger 効果，Masing 効果，繰返し軟化が Q と TMC で確認され，繰返し特性に顕著な差はなかった。
- ・引張試験および繰返し試験結果を用いて，SM570TMC の繰返し弾塑性構成則のパラメータを同定した。

【弾塑性解析結果】

- ・正規化平均応力-正規化平均ひずみ曲線の曲線形状について，明瞭な差は認められなかった。これは，座屈により幾何剛性の影響が大きくなり，材料の強度による影響が小さくなったことが原因であると考えられる
- ・包絡線について，幅厚比パラメータ R が 0.3 の引張側において，最大平均応力以降の劣化勾配に差異が生じた。一方，幅厚比パラメータ R が 0.7 と 1.1 においては，両鋼材で引張側の最大平均応力以降に若干の劣化が認められ，圧縮側では座屈による幾何剛性の影響で，明瞭な差は認められなかった。

以上より，本研究で実施した試験範囲においては，TMC と Q の 2 つの鋼材において，最大平均応力までの機械的性質および繰返し履歴特性に明瞭な差はないことが言える。なお，本研究における試験片は TMC と Q でそれぞれ 1 ケースと少ないため，試験片数を増やすことで，得られた知見の確度を向上させる必要がある。

参考文献

- 1) (一社)日本鋼構造協会 鋼橋の強靱化・長寿命化研究委員会(II期) 合理化設計研究部会: 鋼橋の設計・評価技術の高度化, pp.5-4 - 5-7, 2020.
- 2) 本多正尚, 製造ロットが異なる SM570 材間の繰返し弾塑性特性の差異に関する基礎研究, 横浜国立大学卒業論文, 2022.
- 3) (一社)日本鋼構造協会 鋼橋の強靱化・長寿命化研究委員会(II期) 合理化設計研究部会: 鋼材の繰返し弾塑性挙動と耐震解析に使用可能な材料構成則の検討, pp.7-1 - 7-34, 2018.
- 4) Abaqus/CAE 2021, Dassault Systemes Simulia Corp.
- 5) Abaqus/CAE Learning Edition 2022, Dassault Systemes Simulia Corp.

4 鋼製橋脚の力学的パラメータを考慮した正負交番載荷試験¹⁾

4.1 はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、道路橋の鋼製橋脚は橋脚基部の局部座屈損傷が多かったが、一部倒壊するなど被害を受けている²⁾。このような被害を受け、平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編³⁾(以下、「道示V」と表記)において、塑性域での耐力及び変形性能を考慮した鋼製橋脚の設計法が初めて導入された。さらに、鋼製橋脚の被災例や鋼製橋脚を模した供試体の実験等で得られた知見^{4), 5), 6), 7), 8)}等を基に、その後に改訂された平成14年道示V⁹⁾、平成24年道示V¹⁰⁾では塑性域の耐震性能を考慮した鋼製橋脚の設計法が規定されている。その中で、コンクリートを充填したSM400, SM490, SM490Y材相当の矩形断面鋼製橋脚に対しては、実験により確認した供試体の構造諸元、作用軸力に基づいて適用範囲を設定した具体的な耐震性能評価手法が決められている。他方、SM570を用いたコンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚⁴⁾の耐震性能に対する知見はきわめて少ないのが現状である。兵庫県南部地震以前では、当時の設計地震動に対して、降伏点に対し安全率を持って弾性範囲で設計を行っていたが、その中にはSM570を使用した断面を有する既設鋼製橋脚を建設したケースがある。これらの既設の鋼製橋脚を現在の設計地震動の応答で塑性化した場合、弾性範囲まで補強することは非常に困難である。仮に橋脚断面を大幅に補強し弾性範囲で耐力を向上させることができたとしても、橋脚基部耐力の増加、死荷重の増加により補強が困難な橋脚基部のアンカー構造、基礎構造の補強が必要となる可能性が高く、大幅に橋脚断面を補強することは現実的ではないと考える。そこで本章では、SM570を使用した鋼製橋脚の塑性域の変形性能に関する基礎的データを収集するため、コンクリートを充填したSM570の鋼製橋脚をモデル化した供試体の正負交番載荷実験を行った。供試体は、2章を参考に、変形性能に影響する補剛材パラメータ、全断面降伏圧縮力に対する鉛直荷重の比(以下、軸力比と表記)、細長比パラメータを勘案して供試体を設定した。

4.2 実験供試体の設定

変形性能に影響する細長比パラメータ，補剛板に関するパラメータを2章の調査結果を踏まえ，首都高速道路における SM570 を適用している橋脚を網羅的に反映できるパラメータの値を選定した．なお，実験場の制約より水平荷重を与える供試体高さが 4000mm 以下となる．そのため，供試体高さに対して断面設定をする際に，断面剛性・サブパネル数（3～4），補剛材パラメータを調整して決定した．

供試体の細長比パラメータ（ $\bar{\lambda}$ ）は，第2章における調査結果の80%程度をカバーできるように，式(4-1)に示す細長比パラメータが公称降伏応力度（ $\sigma_y=450\text{N/mm}^2$ ）に対して，0.25，0.4，0.6 になるように設定した．

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{l}{r} \right) \quad (4-1)$$

ここで， l は有効座屈長（ $l=2h$ ）， h は供試体の柱断面基部から載荷点の高さ， r は断面2次半径， σ_y は鋼板の降伏応力度， E は弾性係数である．

供試体は載荷装置の能力の許す範囲内で可能な限り大きな断面寸法とした．供試体の断面は，使用材料の公称降伏応力度に対し，式(4-2)，式(4-3)，式(4-4)で示される幅厚比パラメータ R_R ， R_F ¹¹⁾，縦方向補剛材剛比 γ_l ¹¹⁾ が，平成24年道示 V¹⁰⁾ の矩形断面コンクリート充填柱の M- Φ モデルの適用範囲を満足するように $R_R=0.65$ ， $R_F=0.55$ に設定した．

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2 n^2}} \quad (4-2)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_p}} \quad (4-3)$$

ここで， b ， t は補剛板の全幅，板厚， ν はポアソン比（=0.3）， n は補剛板が補剛材によって区切られるパネル数， k_p は座屈係数である．

$$\gamma_l = \frac{I_l}{bt^3} \quad (4-4)$$

ここで， I_l は縦方向補剛材1個の断面2次モーメントである．

供試体の諸元を表 4-2-1 に示す．ここで，本章では各パラメータを鋼材の公称降伏応力度 σ_{yN} で整理したものには N を添え，材料試験より得られた降伏応力度 σ_{yM} で整理したものには M を添えて表記している．また，供試体図を図 4-2-1～図 4-2-4 に示す．供試体は model2 と model4，model3，model5 および model6 を同一形状とし，断面に作用する鉛直荷重の大きさと載荷方法を変えて実験を行う．model7 は，板厚の影響を確認するために model2 と同一パラメータで $t=6\text{mm}$ の供試体を設定している．

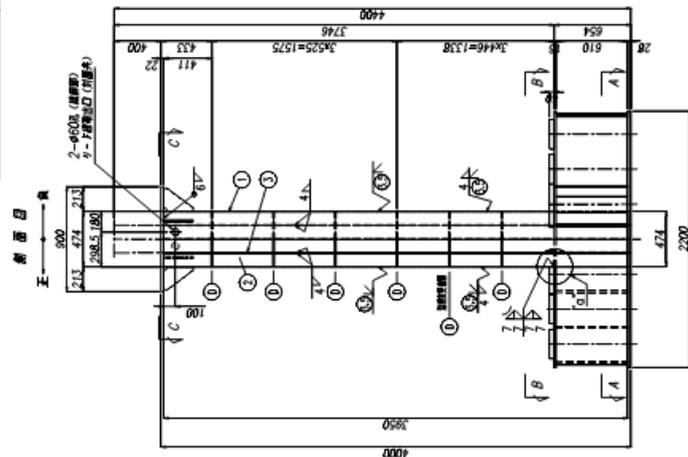
表 4-2-1 供試体諸元

			model1	model2	model3	model4	model5	model6	model7
構造諸元	フランジ幅	B_F (mm)	478.5	478.5	478.5	478.5	478.5	478.5	478.5
	フランジ厚	t_F (mm)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	6
	サブパネル数	n_F	4	4	4	4	4	4	3
	ウェブ幅	B_W (mm)	478.5	478.5	478.5	478.5	478.5	478.5	478.5
	ウェブ厚	t_W (mm)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	6
	サブパネル数	n_W	4	4	4	4	4	4	3
	リブ幅	b_r (mm)	40	40	40	40	40	40	54
	リブ厚	t_r (mm)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	6
	載荷点高さ	h (mm)	3,746	2,493	1,558	2,493	1,558	1,558	2,477
	ダイア間隔	a (mm)	433	433	433	433	433	433	600
	縦方向補剛材剛比 ⁹⁾	γ/γ_l^*	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.41
	鉛直荷重	N (kN)	961.5	961.5	961.5	2403.7	2403.7	軸力変動	1253.9
材料規格値	鋼降伏強度	σ_{yN} (N/mm ²)	450	450	450	450	450	450	450
	鋼弾性係数	E_{sN} (kN/mm ²)	200	200	200	200	200	200	200
	コン圧縮強度	σ_{ckN} (N/mm ²)	18	18	18	18	18	18	18
	鋼降伏水平荷重	P_{syN} (kN)	152	229	367	143	229	—	295
	鋼降伏水平変位	δ_{syN} (mm)	35.2	15.6	6.1	9.7	3.8	—	15.4
	軸力比	N/N_{syN}	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50	軸力変動	0.20
	細長比パラメータ ¹¹⁾	$\bar{\lambda}_w$	0.60	0.40	0.25	0.40	0.25	0.25	0.40
	幅厚比パラメータ ¹¹⁾	R_{RN}	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
幅厚比パラメータ ¹¹⁾	R_{FN}	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
材料試験値	鋼降伏強度	σ_{yM} (N/mm ²)	515	488	488	488	488	488	488
	鋼弾性係数	E_{sM} (N/mm ²)	192	197	197	197	197	197	197
	コン圧縮強度	σ_{ckM} (N/mm ²)	20.2	21.9	21.6	21.2	21.1	21.1	20.4
	コン引張強度	σ_{ctM} (N/mm ²)	1.84	1.97	1.82	1.87	1.47	1.88	1.80
	コン弾性係数	E_{cM} (kN/mm ²)	22.5	22.7	21.0	21.6	22.8	21.6	21.0
	コンポアソン比	ν_M	0.19	0.17	0.20	0.18	0.18	0.16	0.18
	鋼降伏水平荷重	P_{syM} (kN)	174	248	398	155	248	—	320
	鋼降伏水平変位	δ_{syM} (mm)	40.3	16.9	6.6	10.6	4.1	—	16.7
	軸力比	N/N_{syM}	0.175	0.184	0.184	0.461	0.461	軸力変動	0.184
	細長比パラメータ ¹¹⁾	$\bar{\lambda}_w$	0.64	0.420	0.263	0.420	0.263	0.263	0.421
	幅厚比パラメータ ¹¹⁾	R_{RM}	0.70	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.67
	幅厚比パラメータ ¹¹⁾	R_{FM}	0.59	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.56

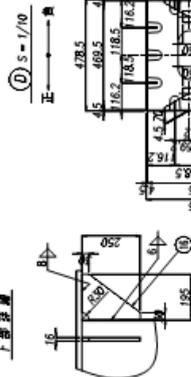
C-C, S=1/10

充填柱 (Model-1) 供試体構造詳細図 S=1/20

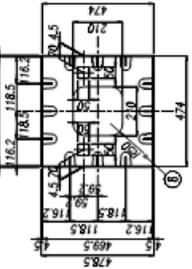
供試体形状図 S=1/20



上部分厚

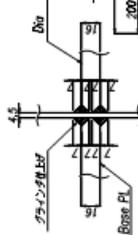


スカラーブレース S=1/5



- ① 4-RBB PL 610 x 16 x 722
- ② 4-RBB PL 610 x 16 x 841
- ③ 4-RBB PL 610 x 16 x 491
- ④ 4-RBB PL 610 x 16 x 611
- ⑤ 4-RBB PL 610 x 16 x 286
- ⑥ 4-L 50 x 50 x 4 x 50 (SS400)
- ⑦ 8-PL 195 x 16 x 250
- ⑧ 12-PL 135 x 25 x 610 (STPM120)
- ⑨ 4-PL 250 x 40 x 368 (SM400B)
- ⑩ 4-PL 250 x 40 x 343 (SM400B)
- ⑪ 4-PL 250 x 40 x 333 (SM400B)
- ⑫ 2-Rg PL 479 x 4.5 x 3950 (SM570)
- ⑬ 2-Web PL 470 x 4.5 x 3950 (SM570)
- ⑭ 12-Rib PL 40 x 4.5 x 3950 (SM570)
- ⑮ 2-Base PL 861 x 16 x 1500
- ⑯ 4-Base PL 479 x 16 x 511
- ⑰ 1-Base PL 1500 x 18 x 200 (SM400B)
- ⑱ 1-Dia PL 470 x 16 x 470
- ⑲ 1-Dia PL 470 x 13 x 470 (SM400A)
- ⑳ 1-Top PL 900 x 22 x 900 (SM400B)

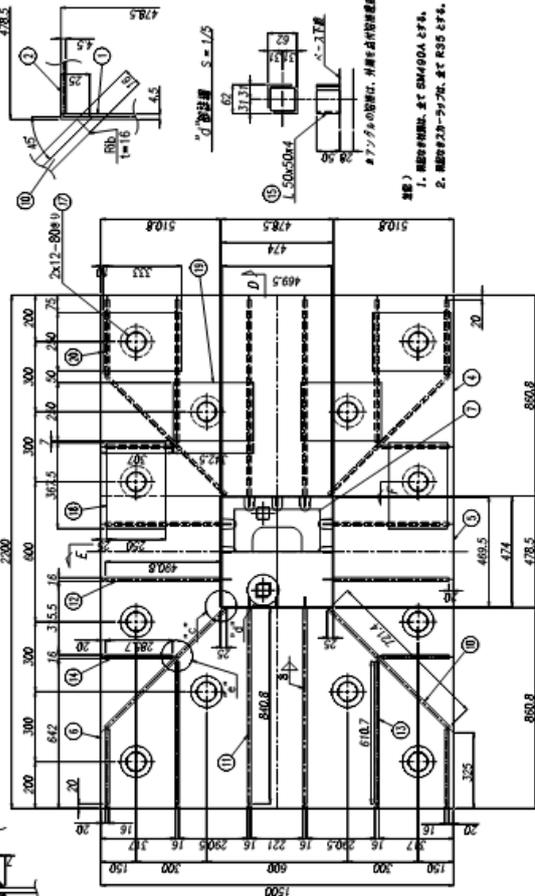
"O"部詳図 S=1/2



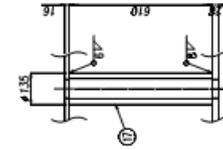
柱基部詳細

A-A, S=1/10

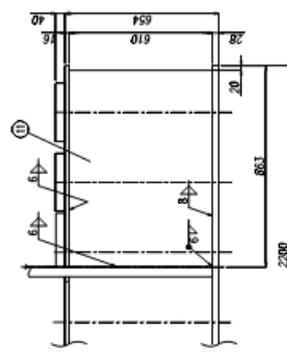
B-B, S=1/10



F-F, S=1/10

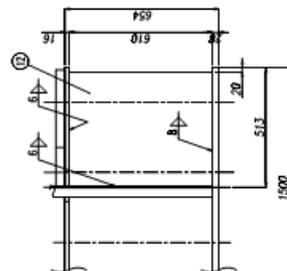


D-D, S=1/10



柱基部詳細

E-E, S=1/10



注) 1. 図中の寸法は、全て SM400A 仕様。
2. 図中の寸法は、すべて 60 倍とする。

図 4-2-1 供試体図 (Model-1)

C-C s=1/10

充填柱 (Model-3) 供試体構造詳細図 s=1/20

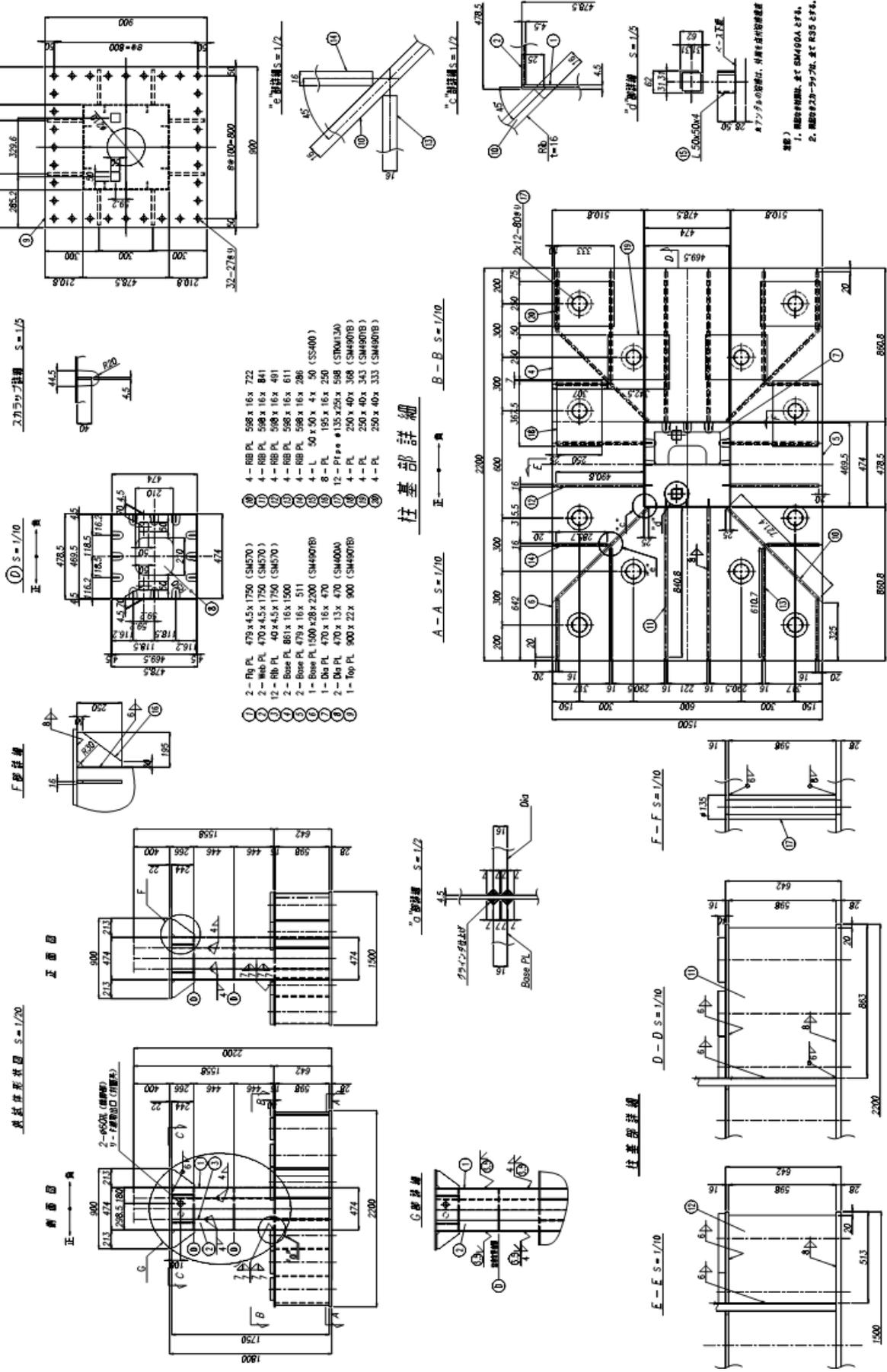


図 4-2-3 供試体図 (Model-3,5,6)

4.3 供試体充填コンクリート打設

首都高速道路の鋼製橋脚基部は、車両衝突時の座屈防止や耐震補強を目的としてコンクリートを充填している橋脚が多い。そこで、今回の実験における供試体はコンクリートを充填させることにした。充填コンクリートの圧縮強度は、既設橋脚における充填コンクリートの圧縮強度をシュミットハンマーで計測した結果、 19.7 N/mm^2 であったことを踏まえ、載荷試験時に $18\sim 20 \text{ N/mm}^2$ となるように、配合の設計条件を呼び強度 13.5 N/mm^2 、スランプ 18 cm 、粗骨材の最大寸法 20 mm 、普通セメントとした。供試体へのコンクリート打設方法は、供試体天板の打設口からポンプ車の圧送管を挿入して、最初に最下層のダイアフラム高さまで打設を行い、その後圧送管の撤去を行い、棒バイブレータを使用して締め固めを行い、締め固め後に再度コンクリートを次のダイアフラム高さまで打設を行うことにより確実にコンクリートが充填するようにした。

コンクリート充填高さについては、最上段の内ダイアフラム高さまでとして、確実なコンクリートの充填が行われるよう、計画高さより高め、最上段の内ダイアフラムが隠れる程度までコンクリートの打設を行った。

4.4 充填コンクリート材料試験

充填コンクリート打設時に採取したコンクリートテストピース（サイズ： $\Phi 100 \text{ mm} \times$ 高さ 200 mm ）を用いて、JIS A 1108、JIS A 1113 に準拠した圧縮強度試験と割裂引張強度試験を実施した。試験数量については供試体毎に、圧縮強度試験 3 本、割裂引張強度試験 3 本とした。圧縮強度試験については、コンクリートテストピース 1 本あたり軸ひずみ 2 点、周ひずみ 2 点の計 4 点のひずみ測定を行い、測定したひずみ値から JIS A 1149 コンクリートの静弾性係数試験方法に基づき静弾性係数の算出を行った。表 4-4-1 に各供試体の充填コンクリート材料試験結果一覧を示す。なお、表中の値はテストピース 3 本の平均値である。圧縮強度は設計値よりも若干大きい値となったが、正負交番試験に与える影響は誤差の範囲と考えた。

表 4-4-1 各供試体の充填コンクリート材料試験結果

供試体 No.	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (KN/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)
Model-1	32	20.2	22.5	1.84
Model-2	45	21.9	22.7	1.97
Model-3	42	21.6	21.0	1.82
Model-4	59	21.2	21.6	1.87
Model-5	50	21.1	22.8	1.47
Model-6	63	21.1	21.6	1.88
Model-7	30	20.4	21.0	1.80

4.5 鋼材の材料試験

実験供試体に使用した鋼板（SM570TMC, $t=6 \text{ mm}$ ）に関して、JIS Z 2241 金属材料引張試験方法に準拠して引張試験を実施した。試験片形状については JIS Z 2241 5 号試験片とした。試験片の採取方向については、各鋼板の圧延方向と圧延直角方向とし、試験数は各 3 本とした。各試験片にはひずみゲージを表裏に貼り付けてひずみ測定を行い、降伏点と静弾性係数を算出した。表 4-5-1 に JIS G 3106 溶接構造用圧

延鋼材に示された SM570 (t = 16 mm 以下) の機械的性質を、表 4-5-2 に鋼板圧延方向の引張試験結果を、表 4-5-3 に鋼板圧延直角方向の引張試験結果を示す。なお、表 4-5-2 および表 4-5-3 の値は試験片 3 本の平均値であり、弾性係数は SM570 (t ≤ 6mm) 降伏点の規格値 (460N/mm²) の $\pm 1/3 \sim 2/3$ のデータを用いて最小二乗法より算出した。No.1 および 2 の鋼板の引張強度は表 4-5-1 に示す規格値の範囲であるが、低めの値になった。

表 4-5-1 JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材 SM570 (t=16mm 以下) の機械的性質

種類の記号	降伏点または耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (5号試験片) (%)
SM570	460 以上	570~720	19 以上

表 4-5-2 鋼板圧延方向の引張試験結果

鋼板種類：SM570TMC(t=6mm)圧延方向 試験片形状：JIS Z 2241 5号 試験片					
鋼板 No.	降伏耐力 (N/mm ²)		引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	弾性係数 (KN/mm ²)
	上降伏	下降伏 又は 0.2% off set 耐力			
No.1	518	515	614	29.0	192
No.2	-	488	612	30.5	197
No.3	560	553	643	27.1	200

表 4-5-3 鋼板圧延直角方向の引張試験結果

鋼板種類：SM570TMC(t=6mm)圧延直角方向 試験片形状：JIS Z 2241 5号 試験片					
鋼板 No.	降伏耐力 (N/mm ²)		引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	弾性係数 (KN/mm ²)
	上降伏	下降伏 又は 0.2% off set 耐力			
No.1	535	528	614	27.9	205
No.2	-	495	619	29.8	199
No.3	575	564	645	25.5	205

4.6 載荷装置

供試体の基部はコンクリートテストベット（以降、反力床と称す。）とアンカーボルトで剛に固定した。載荷装置は、供試体に軸力を作用させる鉛直ジャッキと、曲げせん断力を供試体の基部に作用させるように水平力を作用させる水平ジャッキを配置し、供試体の頭部に接続した。また、頭部の接続部に、供試体水平加力方向の変形に追従してスライドするとともに供試体上面の変形角を拘束しないように載荷用クレビスを配置した。なお、供試体の最大水平変位がジャッキの最大ストローク量を超える恐れがある Model-1 供試体については、油圧ジャッキ 2 台を直列に接続して水平力の載荷を行った。本試験における載荷装置の最大載荷能力については以下の通りである。

最大水平載荷荷重：±1000 kN

最大水平載荷変位：±375 mm（供試体 Model-1）

±250 mm（供試体 Model-1 以外）

最大鉛直載荷荷重：+3000 kN

最大鉛直載荷変位：+125 mm

図 4-6-1～図 4-6-4 に各供試体の載荷概要図，写真 4-6-1 に供試体の載荷装置写真を示す。

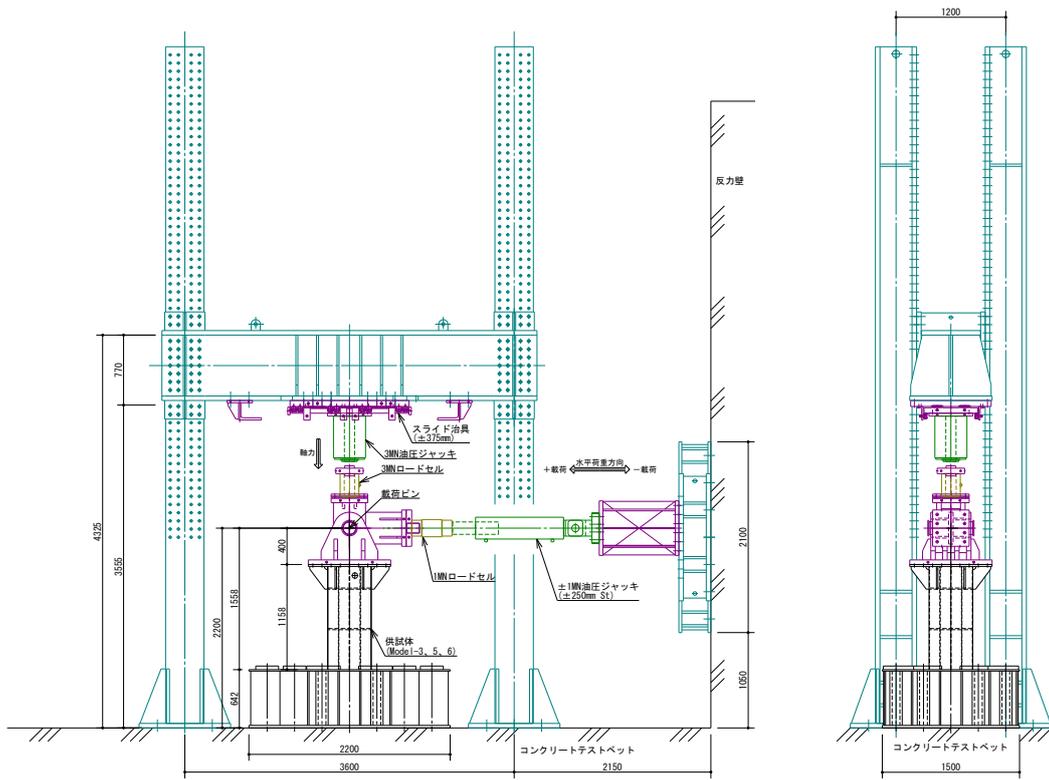


図 4-6-3 Model-3, Model-5, Model-6 供試体 載荷概要図

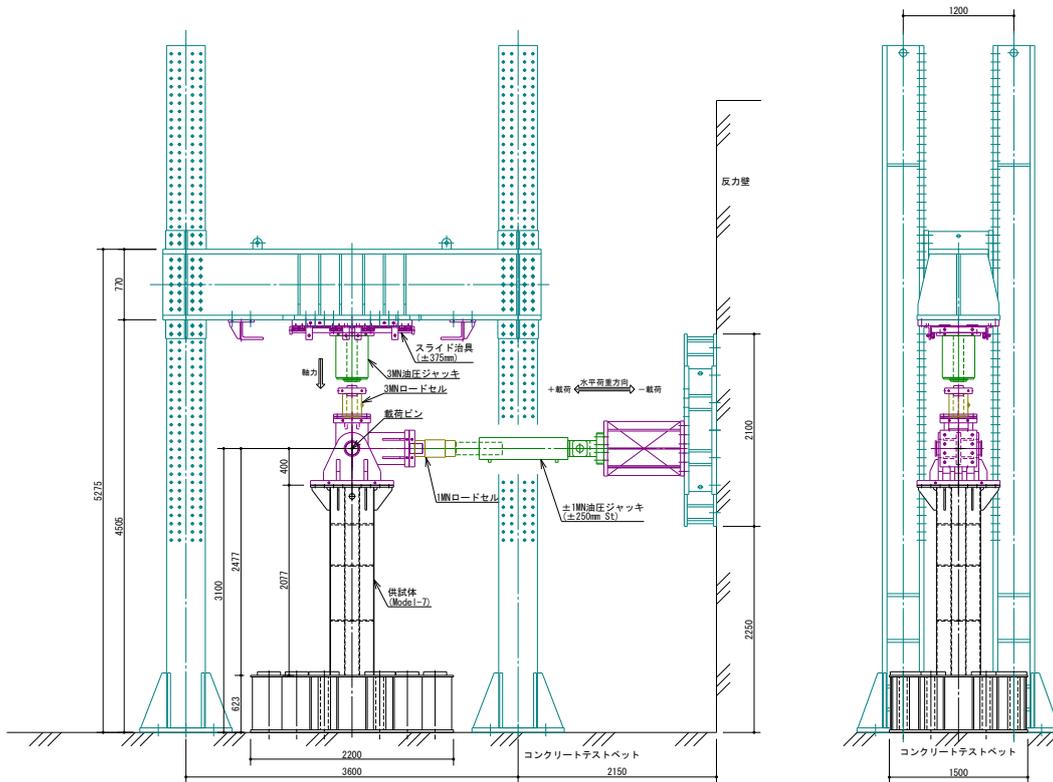


図 4-6-4 Model-7 供試体 載荷概要図



Model-1 供試体 載荷装置



Model-2, Model-4, Model-7 供試体 載荷装置



Model-3, Model-5, Model-6 供試体 載荷装置



Model-7 供試体 載荷装置

写真 4-6-1 載荷装置

4.7 載荷方法

4.7.1 一定軸力の載荷パターン

Model-1～Model-5, Model-7 供試体は一定軸力下の変形性能を把握するため、表 4-3-1 に示された作用軸力 N を鉛直ジャッキにより載荷した後、その軸力を保った状態で供試体頭部に水平ジャッキにより正負の水平荷重を静的に載荷した。水平荷重の載荷は既往の研究³⁾と同様に、式(4-6)から求まる鋼断面の公称降伏応力度より算出した降伏水平変位 δ_{sy} を基本とし、 δ_{sy} の整数倍の変位を漸次増加させた。水平変位の載荷パターンの概念図を図 4-7-1 に示す。

$$\delta_{sy} = \frac{P_{sy}h^3}{3EI} \quad (4-5)$$

$$P_{sy} = \left(\sigma_y - \frac{N}{A}\right) \frac{W_s}{h} \quad (4-6)$$

ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力度、 N は実験時に供試体に載荷した鉛直荷重、 I は断面 2 次モーメント、 A は断面積、 W_s は断面係数である。

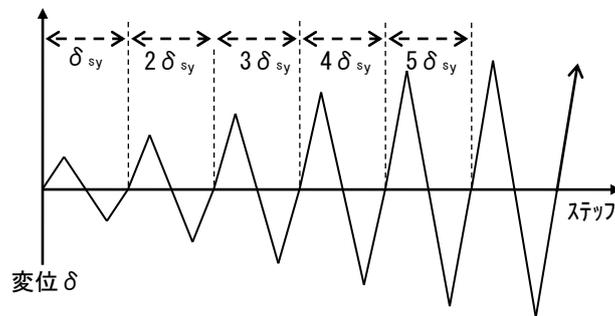


図 4-7-1 水平変位の載荷パターン

4.7.2 軸力変動の載荷パターン

ラーメン構造の橋脚を想定し、Model-6 供試体は曲げモーメントの増分に従い鉛直荷重を増減させる軸力変動載荷とした。本試験における載荷装置では鉛直ジャッキのスライド機構が引張載荷に対応していないため、負側に水平荷重を作用させたときに減じた鉛直荷重については、圧縮荷重を 50kN 残す形とした。曲げモーメントと鉛直荷重の載荷関係については同一形状供試体の Model-3, Model-5 供試体の試験結果を基に、初期軸力を降伏軸力比 20% ($N=961\text{kN}$) とし、水平荷重が Model-5 供試体の正側最大荷重の際に軸力比が 50% ($N=2404\text{kN}$) に達するよう、以下の線形関係式の通りに軸力を載荷した。

$$N = 1.68P + 961.47 \quad (P \geq -542.542)$$

$$N = 50 \quad (P < -542.542)$$

ここで P : 水平荷重 (kN), N : 鉛直軸力 (kN) を表す。

水平荷重と鉛直軸力の関係を図 4-7-2 に示す。なお、降伏水平変位 δ_y については、初期軸力 961kN (降伏軸力比 20%) 時の降伏変位 6.0mm とした。

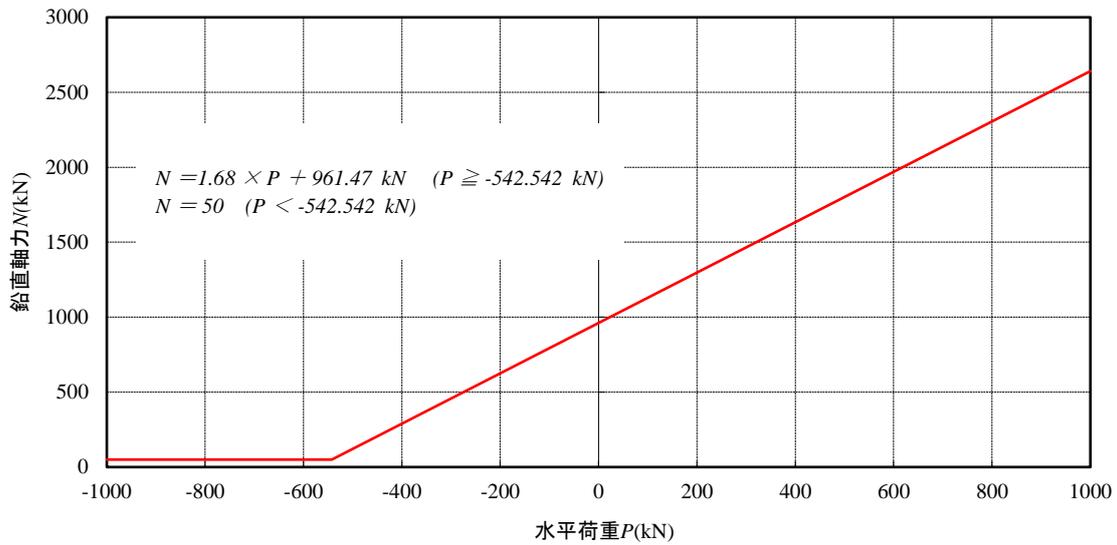


図 4-7-2 水平荷重と鉛直軸力の関係

4.7.3 作用軸力と降伏水平変位

表 4-7-3 に各供試体における作用軸力 N ，载荷の基準となる降伏水平変位 δ_y を示す．なお，実験時の軸力比 (N/N_{sy}) は，供試体に与える鉛直荷重と，鋼材の公称降伏応力度で評価した際の全断面降伏鉛直荷重の比を式(4-7)で定義する．なお，軸力比の値は，第 2 章の結果および道示 V に示されている許容ひずみの適用範囲における最大値を踏まえ，安全側の評価となる 0.2 と 0.5 とした．

$$\frac{N}{N_{syN}} = \frac{N}{A\sigma_{yN}} \quad (4-7)$$

表 4-7-3 各供試体における作用軸力 N ，降伏水平変位 δ_y

供試体 No.	降伏軸力比 N/N_y	作用軸力 N	鋼断面圧縮縁 降伏水平変位 $\delta_y(\delta_{scy})$	鋼断面圧縮縁 降伏水平荷重 $P_y(P_{scy})$
Model-1	0.2	961kN	34.6mm	149kN
Model-2	0.2	961kN	15.3mm	224kN
Model-3	0.2	961kN	6.0mm	359kN
Model-4	0.5	2404kN	9.8mm	143kN
Model-5	0.5	2404kN	3.8mm	229kN
Model-6	軸力変動	50kN～	6.0mm	-
Model-7	0.2	1254kN	15.1mm	289kN

4.8 計測方法

4.8.1 変位計測位置

表 4-8-1 に変位計番号と計測項目を、図 4-8-1 に変位計測位置を示す。水平載荷の制御に使用する変位量については、載荷点の基部からの相対平均変位（測定点 D-1 と D-2 の平均）を使用した。

表 4-8-1 変位計測番号と計測項目

変位計番号	計測項目	備考
D-1	載荷点水平変位	供試体基部からの相対変位
D-2	載荷点水平変位	供試体基部からの相対変位
D-3	予備載荷点水平変位	供試体基部からの相対変位（予備）
D-4	予備載荷点水平変位	供試体基部からの相対変位（予備）
D-5	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-6	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-7	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-8	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-11	載荷点鉛直変位	鉛直ジャッキからの相対変位
D-12	載荷点鉛直変位	鉛直ジャッキからの相対変位
D-13	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-14	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-15	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-16	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-17	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-18	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-19	基部の水平変位	反力床からの絶対変位
D-20	基部の水平変位	反力床からの絶対変位

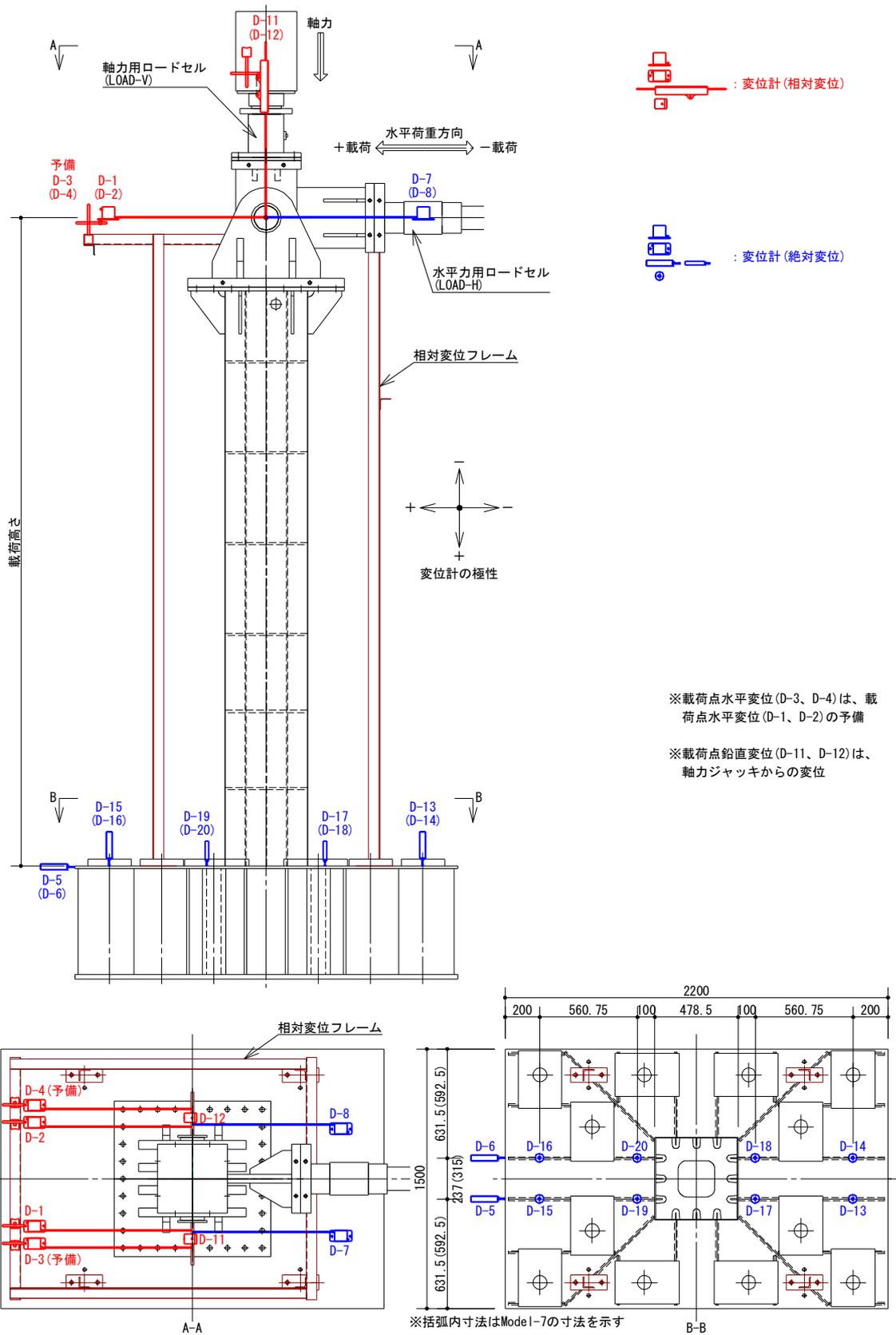


図 4-8-1 変位計測位置

4.8.2 パネル変形の計測

供試体基部上面から1パネルの高さまでのパネル変形状況（局部座屈の膨らみ量）の計測を行った。計測は供試体基部に固定した基準フレームを用いて、基準フレームと供試体に罫書いたメッシュ交点間の間隔をノギスおよびスケールを使用して計測を行った。パネル変形状況の計測タイミングについては局部座屈発生後の各載荷ループの最大水平荷重到達以降とした。図 4-8-2、図 4-8-3 に各供試体における基準フレームとパネル変形計測箇所を示す。

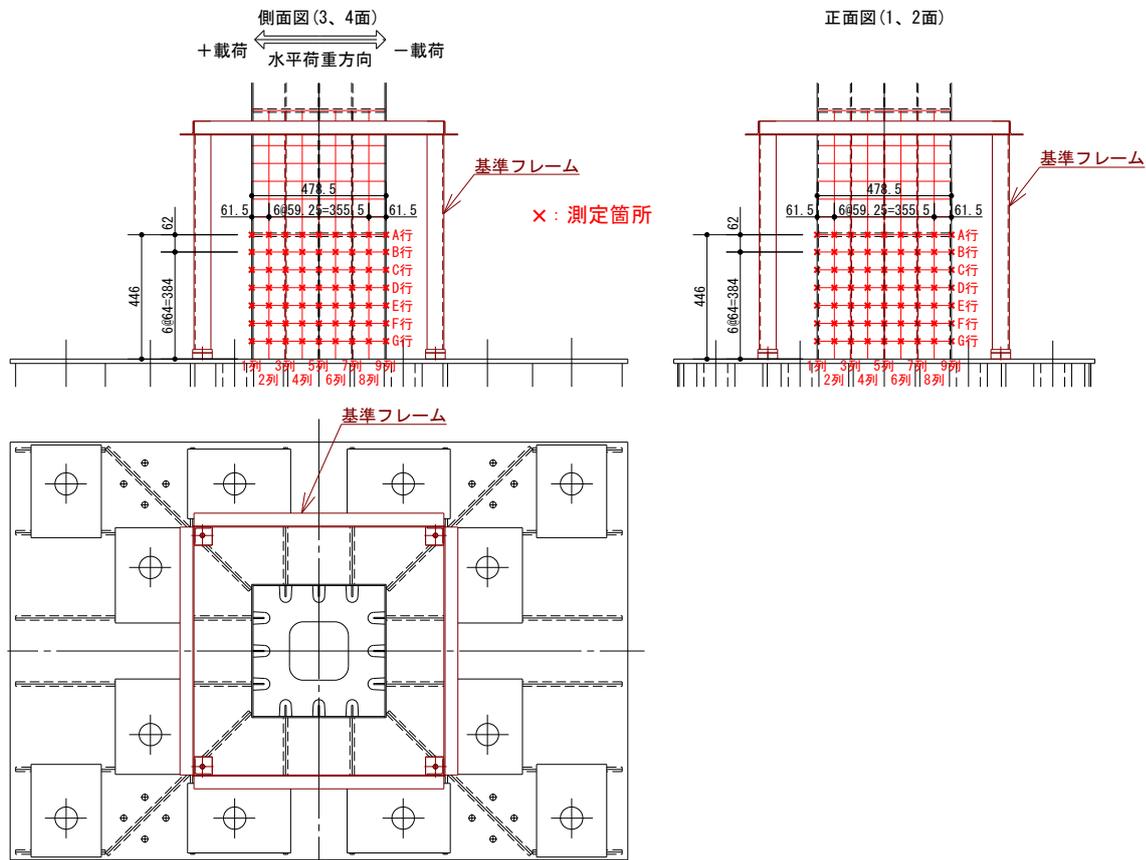


図 4-8-2 Model-1～Model-6 供試体 基準フレームとパネル変形計測箇所

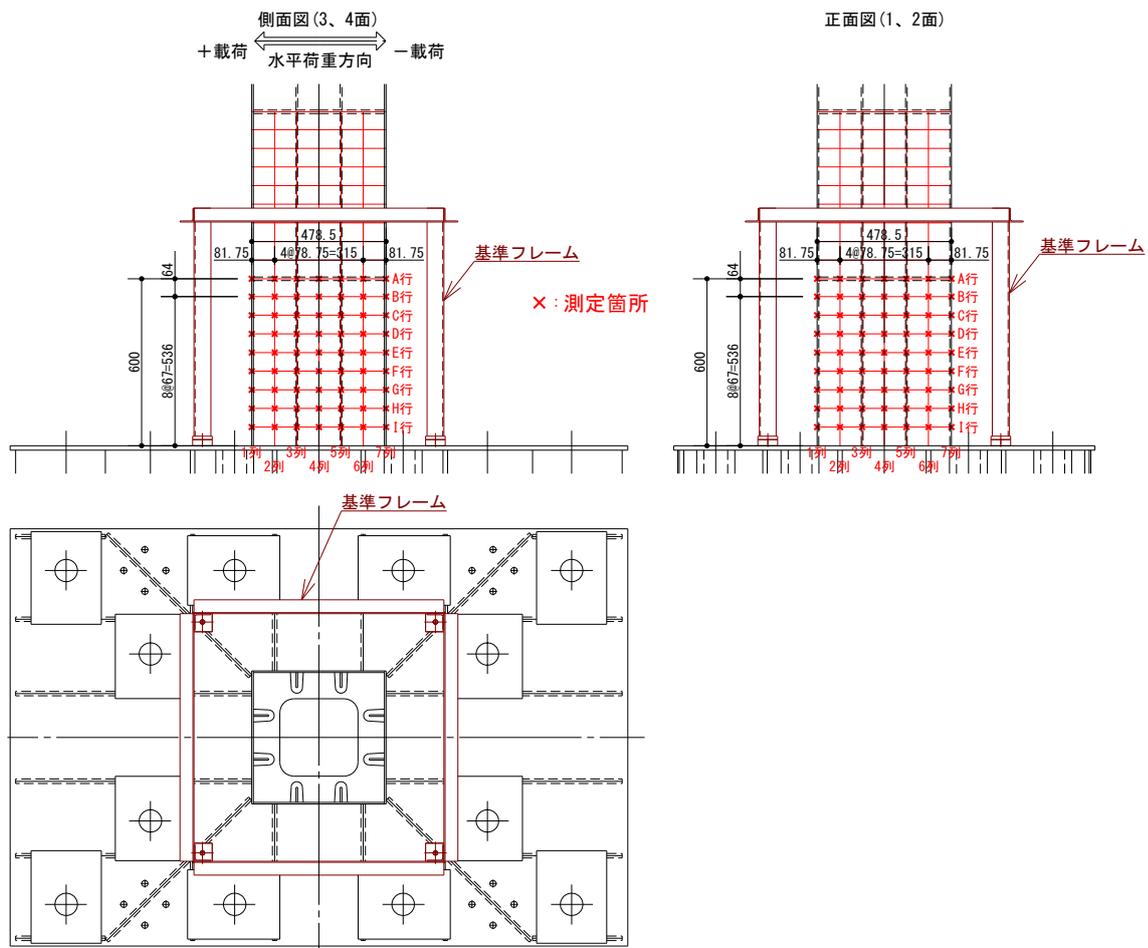


図 4-8-3 Model-7 供試体 基準フレームとパネル変形計測箇所

4.8.3 充填コンクリートの損傷深さ計測

試験終了後の供試体において、充填コンクリートの損傷状況を把握することにした。供試体基部上面から1パネルの高さまでの負荷荷時に圧縮となるフランジ2面（軸力変動の Model-6 供試体は、正載荷時に圧縮となるフランジ1面も）とウェブ3面（ひずみゲージを貼り付けたウェブ面）に対して、内部のダイアフラムと縦リブを避けるよう窓状にフランジおよびウェブの一部を取り外し、内部の充填コンクリートの損傷部分を人力で除去して充填コンクリートの損傷深さ計測を行った。計測はパネル変形状況の計測と同様、供試体基部に固定した基準フレームを用いて、基準フレームとコンクリート表面の間隔についてノギスを使用して計測した。図 4-8-4、図 4-8-5、図 4-8-6 に各供試体における充填コンクリート損傷深さの計測箇所を示す。

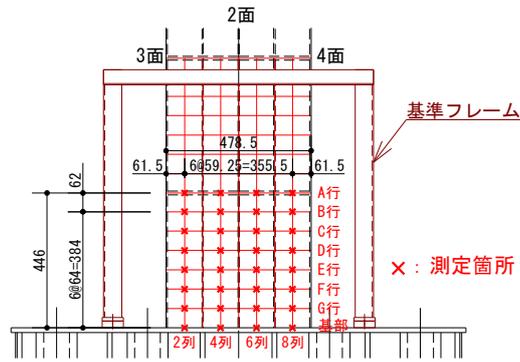


図 4-8-4 Model-1～Model-5 供試体 充填コンクリート損傷深さの計測箇所

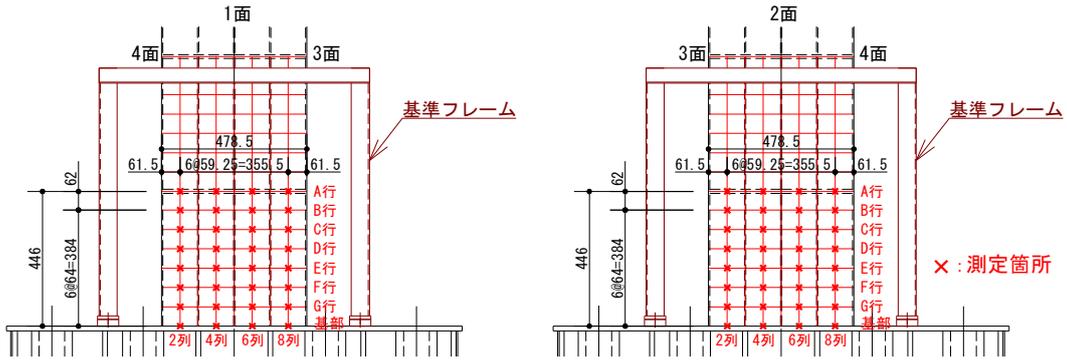


図 4-8-5 Model-6 供試体 充填コンクリート損傷深さの計測箇所

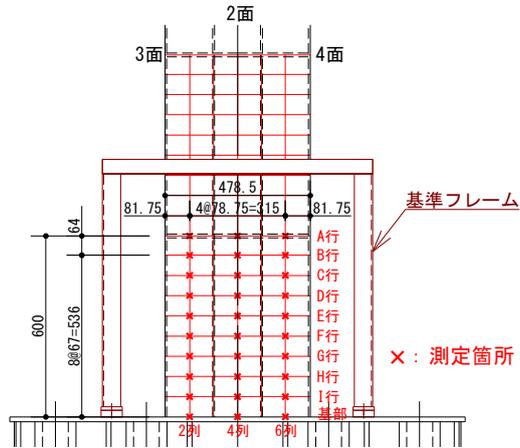


図 4-8-6 Model-7 供試体 充填コンクリート損傷深さの計測箇所

4.8.4 縦リブき裂発生の有無確認

充填コンクリート損傷深さの計測後に、電動ハンマーを使用して基部近傍の縦リブ回りの充填コンクリートの研りを行い、縦リブにおけるき裂発生の有無を確認した。縦リブき裂発生の有無を確認した面は、フランジ2面（軸力変動の Model-6 供試体はフランジ1面についても実施）とした。

4.9 試験結果

4.9.1 試験結果における図，表，写真の説明

(1) 水平荷重－水平変位関係

載荷試験における水平載荷荷重と水平変位の関係を示す。図に使用した水平変位については、水平載荷の制御に使用した載荷点水平変位 D-1 と D-2 の平均値を使用した。

(2) 試験状況一覧

各載荷サイクルにおける試験状況を示す。表に示す水平荷重については各サイクルの目標変位到達時に記録した水平載荷荷重を示す。試験状況に示す荷重については水平荷重を、変位については載荷点水平変位 D-1 と D-2 の平均値を使用した。

(3) 包絡線

水平載荷荷重と水平変位関係に対する包絡線を正載荷，負載荷それぞれ区分して示す。包絡線に使用したデータについては、各サイクル目標変位到達時に計測した水平載荷荷重と載荷点水平変位 D-1 と D-2 の平均値，および正負最大水平荷重記録時の水平荷重と載荷点水平変位 D-1 と D-2 の平均値を使用した。

(4) エネルギー吸収量

各サイクル（水平変位 0 mm→正載荷サイクルの目標変位→負載荷サイクルの目標変位→水平変位 0 mm まで）におけるエネルギー吸収量を示す。各サイクルにおけるエネルギー吸収量 ΔW については、水平荷重－水平変位関係から以下の式(4-8)により算出を行った。

$$\Delta W = \sum \left(\frac{1}{2} \times (P_{i+1} + P_i) \times (d_{i+1} - d_i) \right) \quad (4-8)$$

ここで P_i : 計測ステップ i における水平載荷荷重

d_i : 計測ステップ i における載荷点水平変位 D-1 と D-2 の平均値

(5) 最終サイクルのパネル変形量（局部座屈の膨らみ量）

最終サイクルにおけるパネル変形量（局部座屈の膨らみ量）の計測を行った。計測値については、試験前に計測した基準フレームと供試体間の距離を初期値とし、各サイクルにおける計測値から初期値を引いた値を使用して、その算出した計測値と内部のダイアフラム位置と基部を結ぶ線との差をパネル変形量とした。（図 4-9-1 パネル変形計測模式図参照）パネル変形量については面外に膨らむ方向を正として示した。

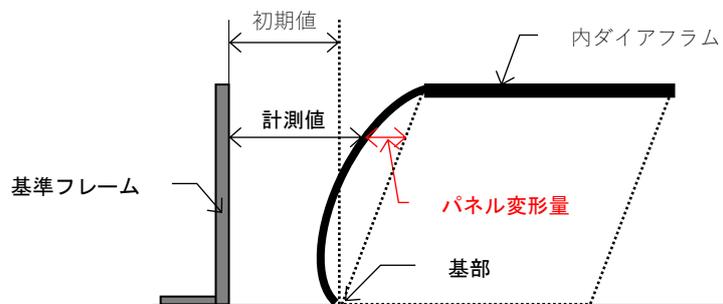


図 4-9-1 パネル変形計測模式図

(6) 試験後の供試体状況写真

試験終了後の供試体状況写真を示す。写真の撮影部位については、ウェブ 3 面側から撮影した供試体全景と、フランジ 1 面～ウェブ 3 面間、およびフランジ 2 面～ウェブ 4 面間から撮影したパネル部とした。

(7) 充填コンクリートの損傷深さ

損傷した充填コンクリートを除去後に計測した充填コンクリート損傷深さを計測した。損傷深さについては、内部のダイアフラム位置と基部を結ぶ線と計測値の差を充填コンクリートの損傷深さとした。（図 4-9-2 損傷深さ計測模式図参照）損傷深さについては深さ方向を正、計測高さについては基部を 0mm として内部のダイアフラム側を正として示した。

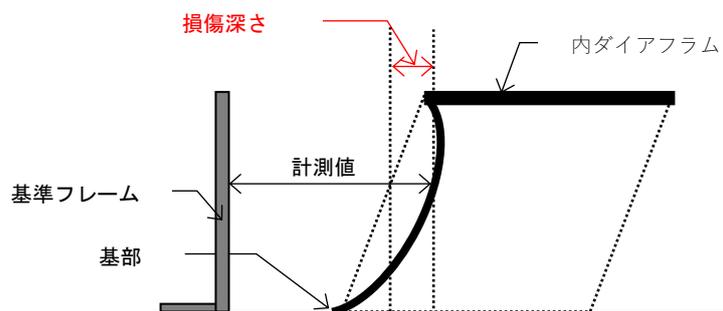


図 4-9-2 損傷深さ計測模式図

(8) 縦リブの損傷位置

基部近傍の縦リブにき裂が発生していた場合、き裂発生位置の縦リブ位置とき裂状況写真を示す。

4.9.2 Model-1 の試験結果

Model-1 供試体（載荷高さ 3746mm, $N/N_y=0.2$ ）の試験結果として、図 4-9-3 に水平荷重－水平変位関係を、表 4-9-1, 表 4-9-2 に試験状況一覧を示す。載荷試験における最大水平荷重については、正載荷においては $+4\delta_{sy}$ サイクルの変位+137.9mm時に記録した+347.3kN, 負載荷時においては $-3\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した-330.2kN であった。また、供試体にき裂を確認したのは、最大水平荷重後の $+5\delta_{sy}$ であった。

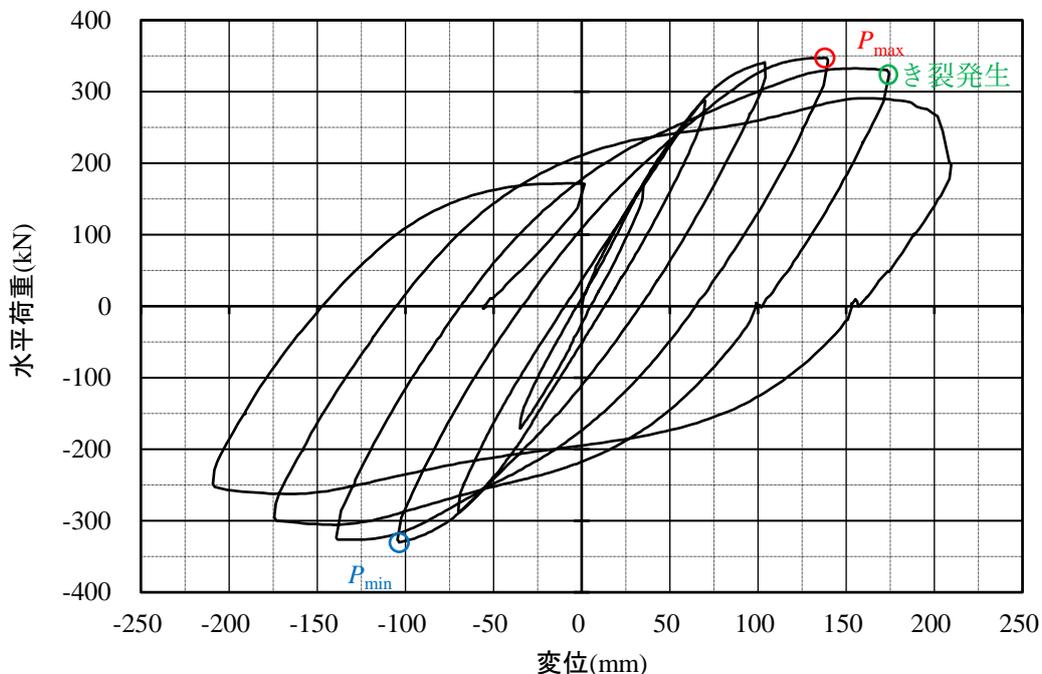


図 4-9-3 Model-1 供試体 水平荷重－水平変位関係

表 4-9-1 Model-1 供試体 試験状況 (その 1)

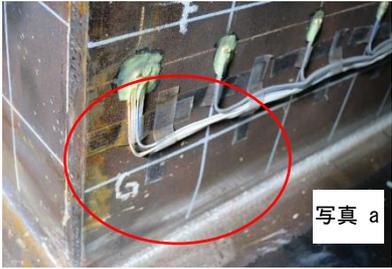
サイクル	水平荷重	試験状況	
+1 δ_{sy} (+34.6 mm)	+170.5 kN		
-1 δ_{sy} (-34.6 mm)	-171.0 kN		
+2 δ_{sy} (+69.2 mm)	+287.7 kN		
-2 δ_{sy} (-69.2 mm)	-286.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> -2δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -69.6 mm に記録した -287.7 kN. 	
+3 δ_{sy} (+103.8 mm)	+341.0 kN		
-3 δ_{sy} (-103.8 mm)	-330.2 kN (Pmin)	<ul style="list-style-type: none"> -3δ_{sy} ピーク時に負荷荷の最大荷重 -330.2 kN を記録. 	
+4 δ_{sy} (+138.4 mm)	+343.9 kN (Pmax)	<ul style="list-style-type: none"> +4δ_{sy} サイクルの変位 +137.9 mm 時に、正載荷の最大荷重 +347.3 kN を記録. 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル両隅のウェブ~縦リブ間に膨らみが認められる. (写真 a) 	
-4 δ_{sy} (-138.4 mm)	-324.4 kN	<ul style="list-style-type: none"> -4δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -123.3 mm に記録した -326.3 kN. 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面) のパネル, 下側は縦リブ (ウェブ) 間, 上側はパネル全幅方向の 2 段の膨らみが認められる. (写真 b) 	
+5 δ_{sy} (+173.0 mm)	+325.4 kN	<ul style="list-style-type: none"> +5δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +154.3 mm に記録した +332.7 kN. 1 面のパネルには, +4δ_{sy} に発生した膨らみの上部に, パネル全幅に渡る新たな膨らみが発生. (写真 c) 2 面の 3 面 (ひずみゲージを貼り付けたウェブ面) 側コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分に長さ 8 mm 程度のき裂が発生. (写真 d) 	 

表 4-9-2 Model-1 供試体 試験状況 (その 2)

サイクル	水平荷重	試験状況
-5 δ sy (-173.0 mm)	-296.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> -5δsy サイクルの最大荷重は変位 -138.3 mm に記録した -305.8 kN. 2 面の上下 2 段に分かれた膨らみが進展する. 1 面の両コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分に長さ 4 mm 程度のき裂が発生.
+6 δ sy (+207.6 mm)	+202.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> +6δsy サイクルの最大荷重は変位 +156.9 mm に記録した +290.7 kN. 変位が +180 mm を過ぎたあたりから, 異音の発生とともに急激な水平荷重の低下が生じる. 荷重低下の要因は, 先に生じた 2 面のき裂進展 (長さ 330 mm 程度) によるものと思われる. (写真 e) 3 面の 2 面側コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板に生じたき裂も長さ 110 mm 程度に進展. 1 面の上下 2 段に分かれた膨らみ, 特に上側のパネル全幅に渡る膨らみが進展する. 3 面および 4 面 (ひずみゲージがないウェブ面) のパネル部, 1 面側に膨らみが発生しているのが明確に確認できる. 
-6 δ sy (-207.6 mm)	-253.1 kN	<ul style="list-style-type: none"> -6δsy サイクルの最大荷重は変位 -174.5 mm に記録した -262.3 kN. 2 面のパネル部, 上側のパネル全幅に渡る膨らみが大きくなる. (写真 f) 3 面および 4 面のパネル部, 2 面側に膨らみが発生しているのが明確に確認できる. (写真 f) 1 面と 4 面のコーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板に生じたき裂は, 1 面では長さ 60 mm 程度, 4 面では 20 mm 程度となる. 

図 4-9-4 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を，図 4-9-5 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

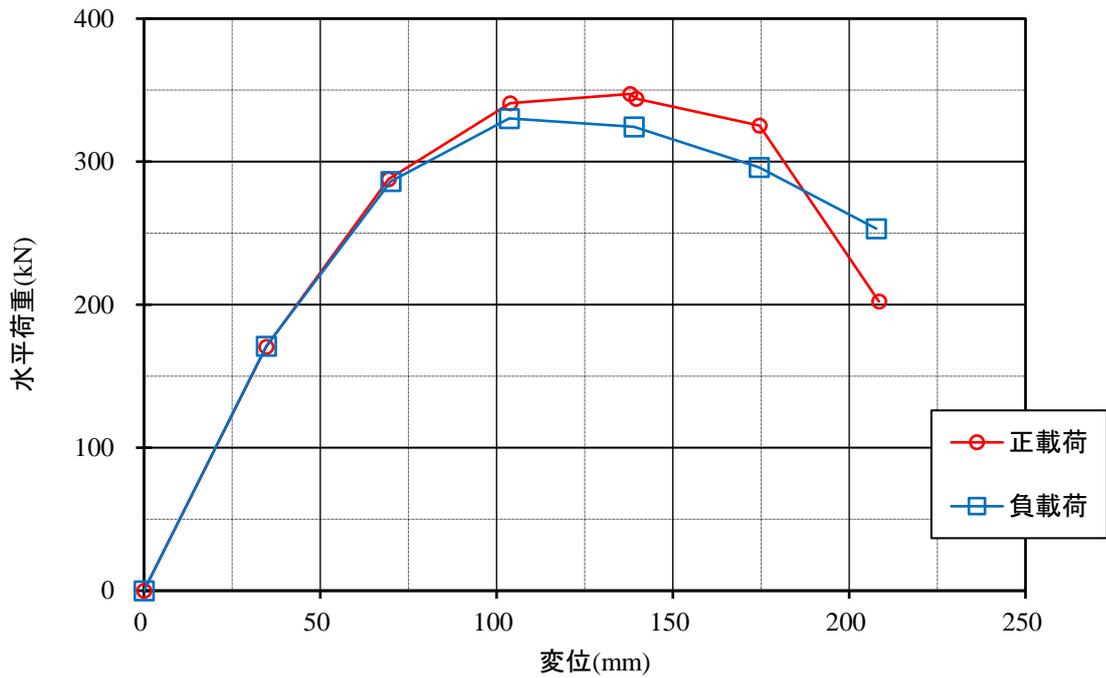


図 4-9-4 Model-1 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

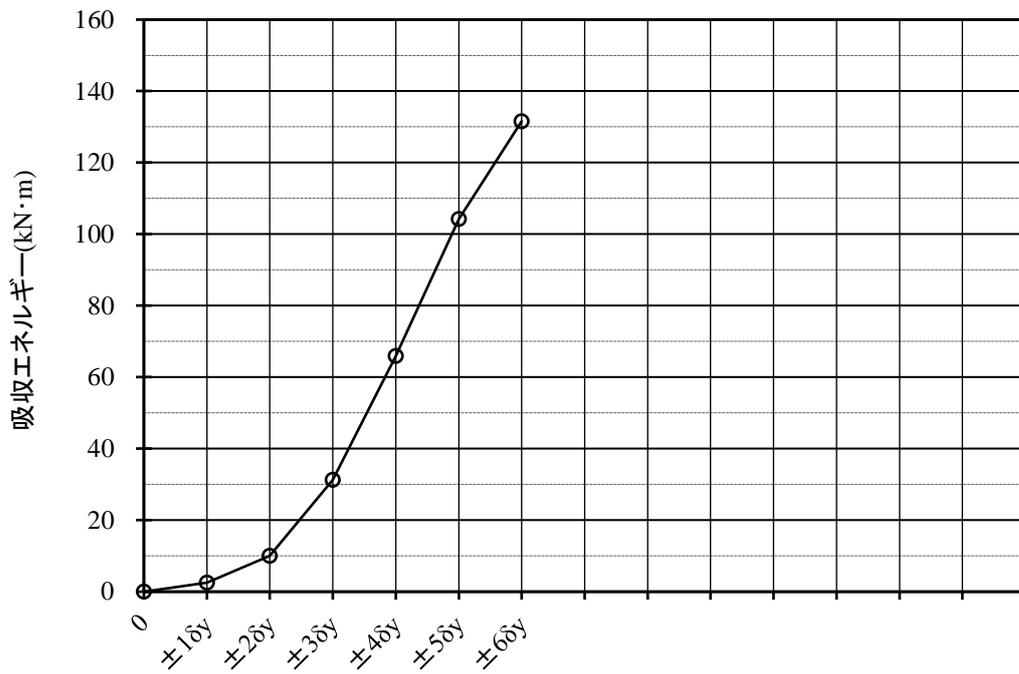


図 4-9-5 Model-1 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

写真 4-9-1 に試験後の供試体の状況を示す。



全景（ウェブ3面）



パネル部（フランジ1面，ウェブ3面）



パネル部（フランジ2面，ウェブ4面）

写真 4-9-1 Model-1 供試体 試験後の供試体状況

図 4-9-6 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図, 写真 4-9-2 に充填コンクリートの損傷部を除去した状況を示す.

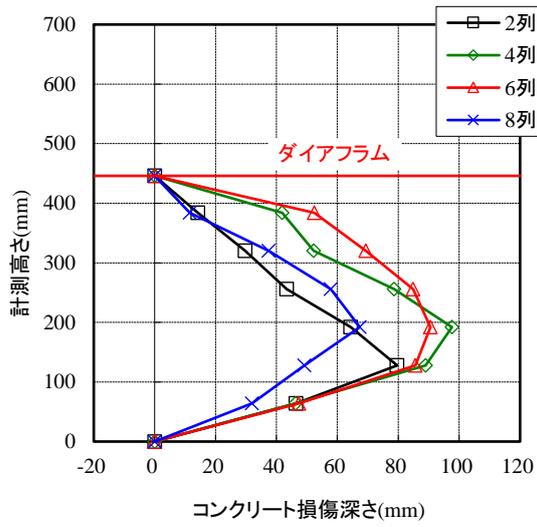


図 4-9-6 Model-1 供試体 フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-2 Model-1 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

図 4-9-7 にフランジ 2 面における基部近傍の縦リブき裂発生箇所を，写真 4-9-3，写真 4-9-4 に縦リブき裂状況を示す。

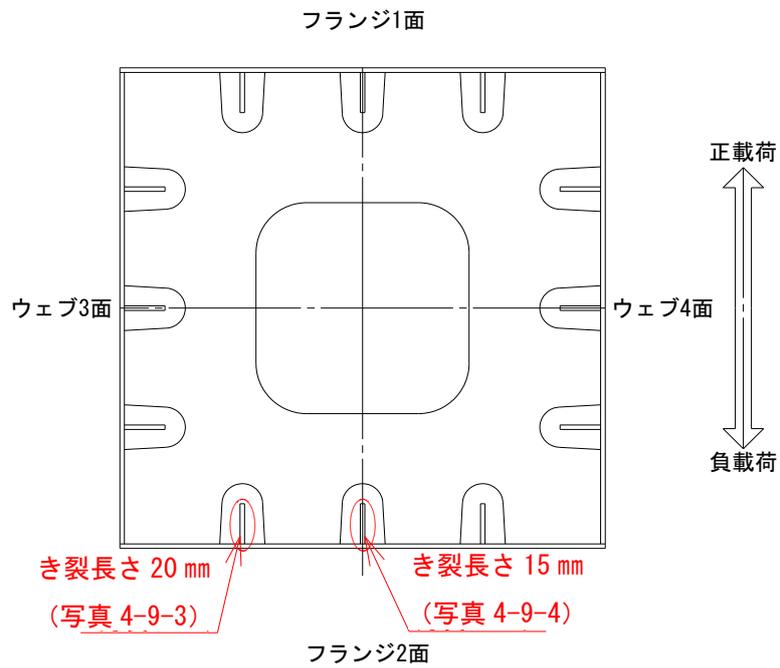


図 4-9-7 Model-1 供試体 フランジ 2 面 縦リブき裂発生箇所



写真 4-9-3 Model-1 供試体 縦リブき裂状況



写真 4-9-4 Model-1 供試体 縦リブき裂状況

4.9.3 Model-2 の試験結果

Model-2 供試体（荷重高さ 2493mm, $N/N_y=0.2$ ）の試験結果として、図 4-9-8 に水平荷重－水平変位関係を、表 4-9-3, 表 4-9-4, 表 4-9-5 に試験状況一覧を示す。載荷試験における最大水平荷重については、正載荷においては $+4\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した $+502.2\text{kN}$ 、負載荷時においては $-4\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した -503.7kN であった。また、供試体にき裂を確認したのは、最大水平荷重後の $+5\delta_{sy}$ であった。

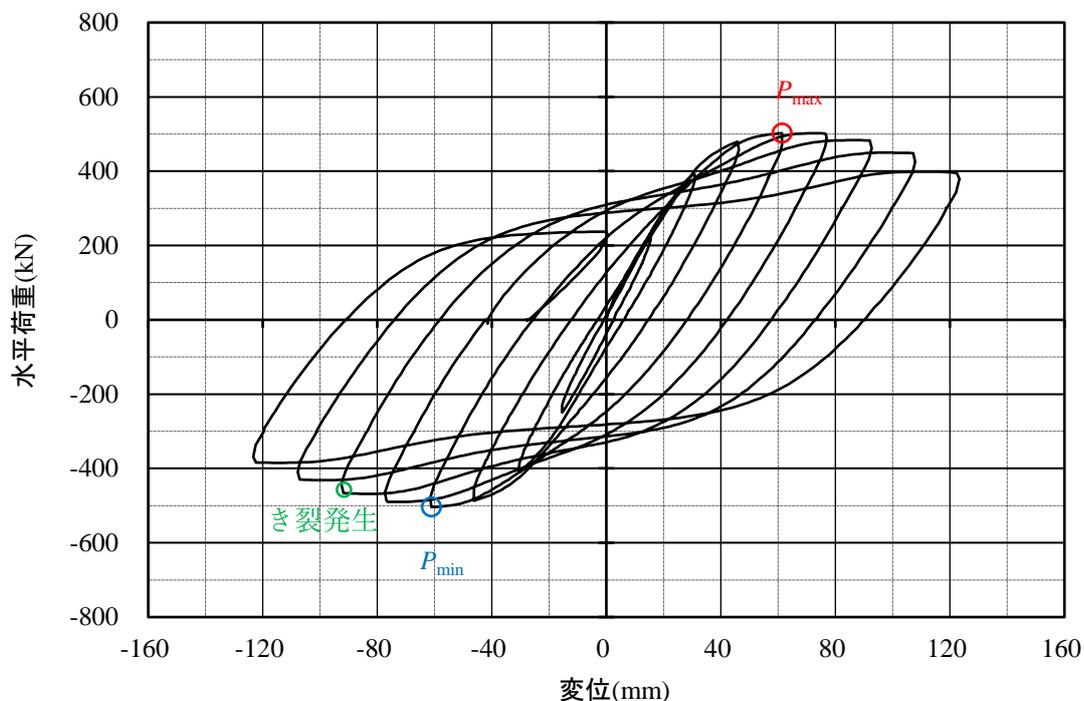


図 4-9-8 Model-2 供試体 水平荷重－水平変位関係

表 4-9-3 Model-2 供試体 試験状況 (その 1)

サイクル	水平荷重	試験状況
+1 δ sy (+15.3 mm)	+232.5 kN	
-1 δ sy (-15.3 mm)	-249.1 kN	
+2 δ sy (+30.6 mm)	+393.7 kN	
-2 δ sy (-30.6 mm)	-407.9 kN	<ul style="list-style-type: none"> -2δsy サイクルの最大荷重は変位-30.38mm に記録した-409.4 kN.
+3 δ sy (+45.9 mm)	+479.2 kN	
-3 δ sy (-45.9 mm)	-486.1 kN	
+4 δ sy (+61.2 mm)	+502.2 kN (Pmax)	<ul style="list-style-type: none"> +4δsy ピーク時に正載荷の最大荷重 +502.2 kN を記録. 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル両隅のウェブ ~ 縦リブ間に膨らみが認められる. (写真 a)
-4 δ sy (-61.2 mm)	-503.7 kN (Pmin)	<ul style="list-style-type: none"> -4δsy ピーク時に負載荷の最大荷重 -503.7 kN を記録. 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面) のパネル下部に、縦リブ (ウェブ) 間中央を頂点とした膨らみ (4 箇所) が認められる. (写真 b)
+5 δ sy (+76.5 mm)	+500.7 kN	<ul style="list-style-type: none"> +5δsy サイクルの最大荷重は変位 +70.60 mm に記録した +502.2 kN. 1 面パネル下部の中央部位、縦リブ間中央を頂点とした膨らみが認められる. (写真 c) 1 面側ウェブ (3 面: ひずみゲージを貼り付けたウェブ面, 4 面: ひずみゲージがないウェブ面) のパネル下部に膨らみが認められる. (写真 c)

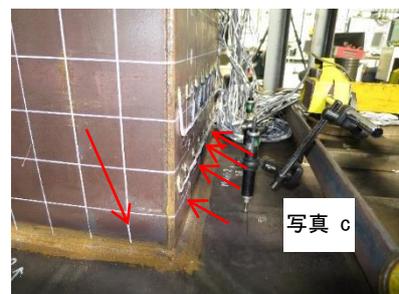
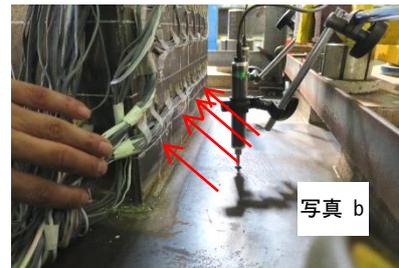
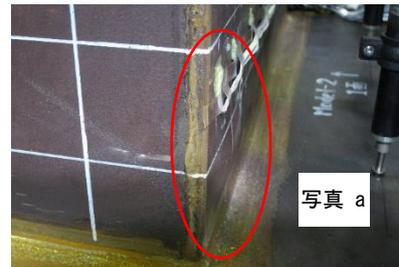


表 4-9-4 Model-2 供試体 試験状況 (その 2)

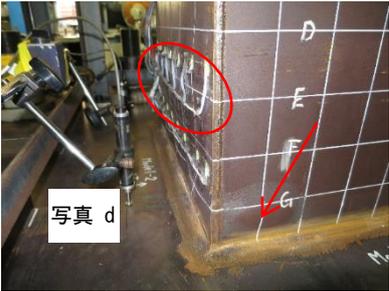
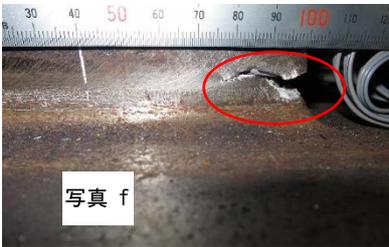
サイクル	水平荷重	試験状況
-5 δ sy (-76.5 mm)	-489.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> -5δsy サイクルの最大荷重は変位 -70.75mm に記録した-490.0 kN. 2 面の先に発生した膨らみの上部に、パネル全体に渡る膨らみが発生。(写真 d) 2 面側ウェブのパネル下部に膨らみが認められる。(写真 d) 
+6 δ sy (+91.8 mm)	+482.7 kN	<ul style="list-style-type: none"> +6δsy サイクルの最大荷重は変位 +84.43mm に記録した+483.6 kN. 1 面の先に発生した膨らみの上部に、パネル全体に渡る膨らみが発生。(写真 e) 
-6 δ sy (-91.8 mm)	-466.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> -6δsy サイクルの最大荷重は変位-81.28m に記録した-468.5 kN. 1 面の 3 面側コーナー部、基部との溶接ビード直上の鋼板部分に長さ 5 mm 程度のき裂が発生。
+7 δ sy (+107.1 mm)	+448.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> +7δsy サイクルの最大荷重は変位+94.90mm に記録した+449.9 kN. 1 面および 1 面側ウェブの膨らみが進行。
-7 δ sy (-107.1 mm)	-429.9 kN	<ul style="list-style-type: none"> -7δsy サイクルの最大荷重は変位 -94.75mm に記録した-431.4 kN. -6δsy に発生を確認したクラック、1 面部分は長さ約 25 mm (写真 f)、3 面側は約 30 mm に進展 (写真 g)。 2 面および 2 面側ウェブの膨らみが進行。  

表 4-9-5 Model-2 供試体 試験状況 (その 3)

サイクル	水平荷重	試験状況
<p>+8δ_{sy} (+122.4 mm)</p>	<p>+394.7 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • +8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +106.53 mm に記録した +398.6 kN. • 1 面と 4 面の縦溶接部, 基部から 2 段目の膨らみ部分に対応する位置に長さ約 40 mm の割れが発生. (写真 h) • 2 面と 4 面のコーナー部, 基部から 1 段目の膨らみ部分に対応する位置に, 2 面側は長さ約 15 mm, 4 面側には長さ約 20 mm の割れが発生. (写真 i)
<p>-8δ_{sy} (-122.4 mm)</p>	<p>-384.0 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -112.45 mm に記録した -385.0 kN. • 1 面と 3 面のコーナー部, 基部との溶接ビード直上鋼板部分に発生したき裂は, 1 面側(写真 j), 2 面側(写真 k)ともに長さ約 60 mm 程度に進展.

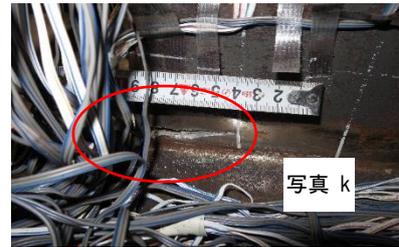
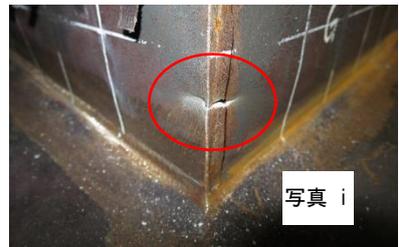
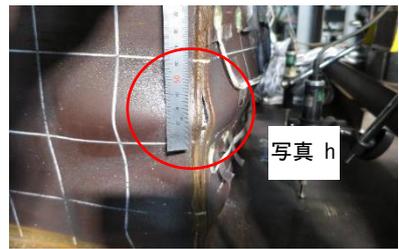


図 4-9-9 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を、図 4-9-10 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

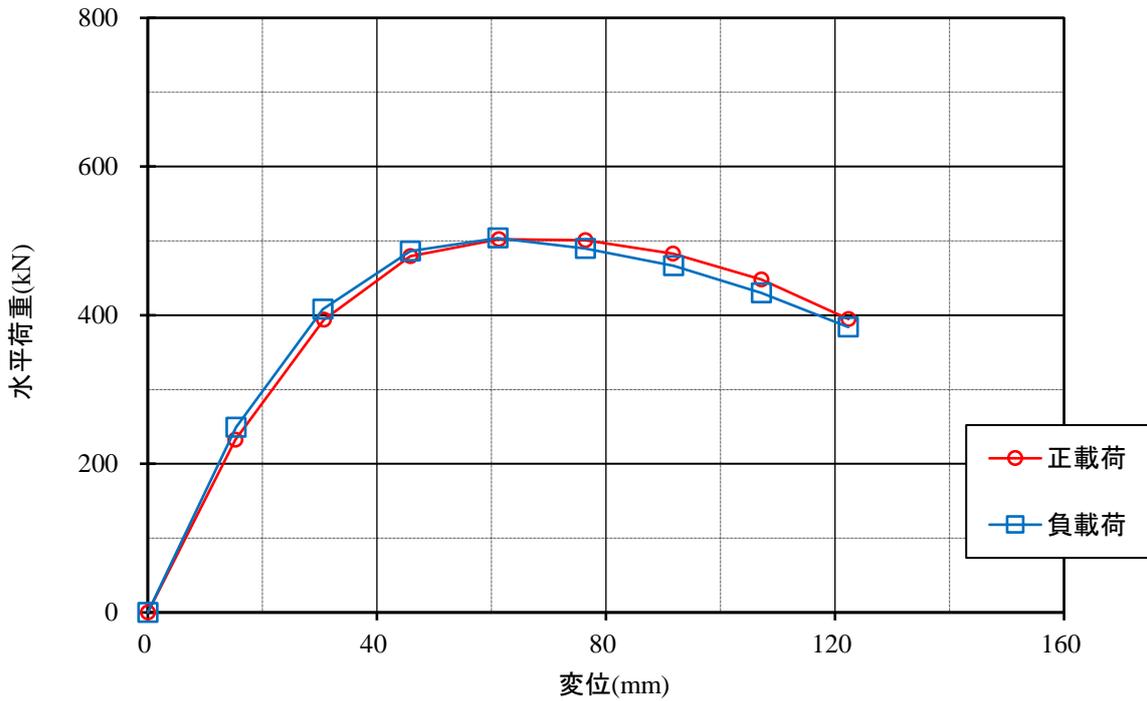


図 4-9-9 Model-2 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

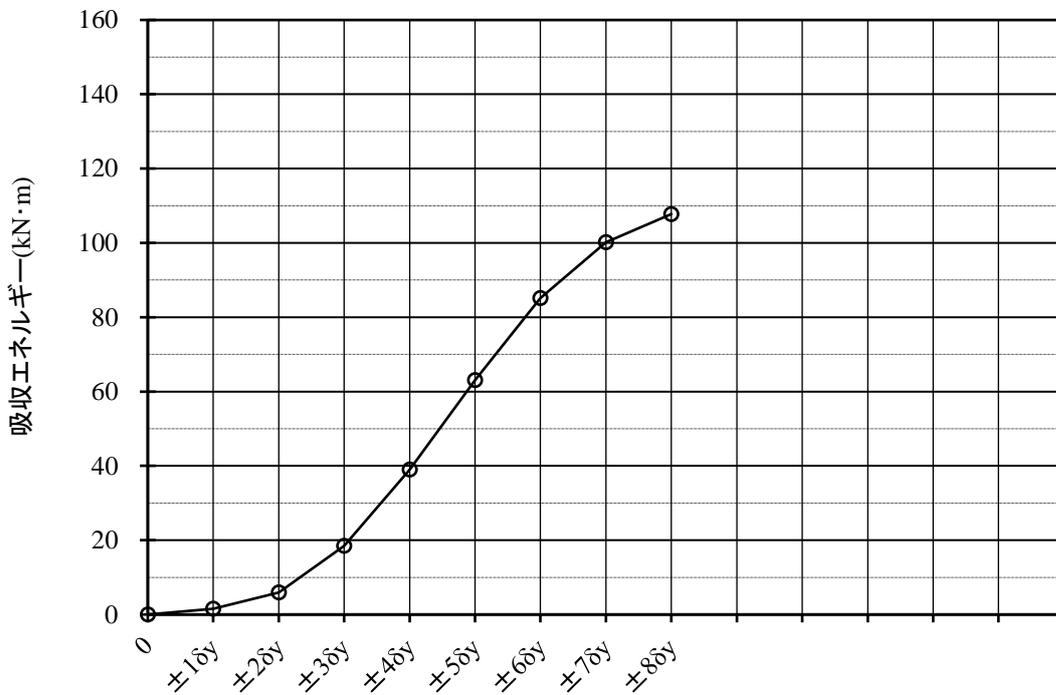


図 4-9-10 Model-2 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

写真 4-9-5 に試験後の供試体状況写真を示す.



全景 (ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 1 面, ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 2 面, ウェブ 4 面)

写真 4-9-5 Model-2 供試体 試験後の供試体状況

図 4-9-11 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-6 に損傷コンクリート除去後の状況写真を示す。

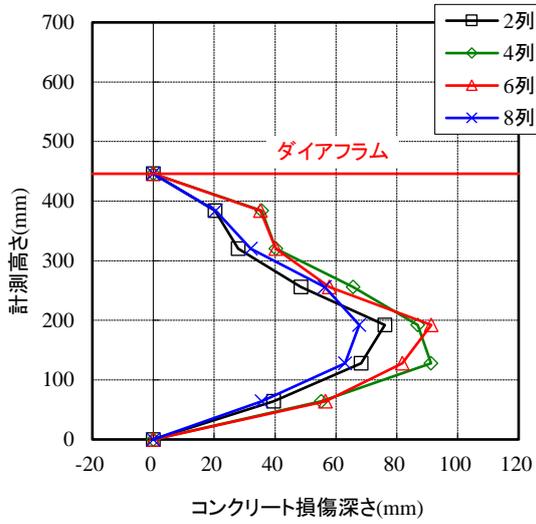


図 4-9-11 Model-2 供試体 フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-6 Model-2 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

4.9.4 Model-3 の試験結果

Model-3 供試体（荷高 1558mm, $N/N_y=0.2$ ）の試験結果として、図 4-9-12 に水平荷重—水平変位関係を、表 4-9-6～表 4-9-9 に試験状況一覧を示す。載荷試験における最大水平荷重については、正載荷においては $+6\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した $+853.0\text{kN}$ 、負載荷時においては $-5\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した -865.7kN であった。また、供試体にき裂を確認したのは、最大水平荷重後の $-6\delta_{sy}$ であった。

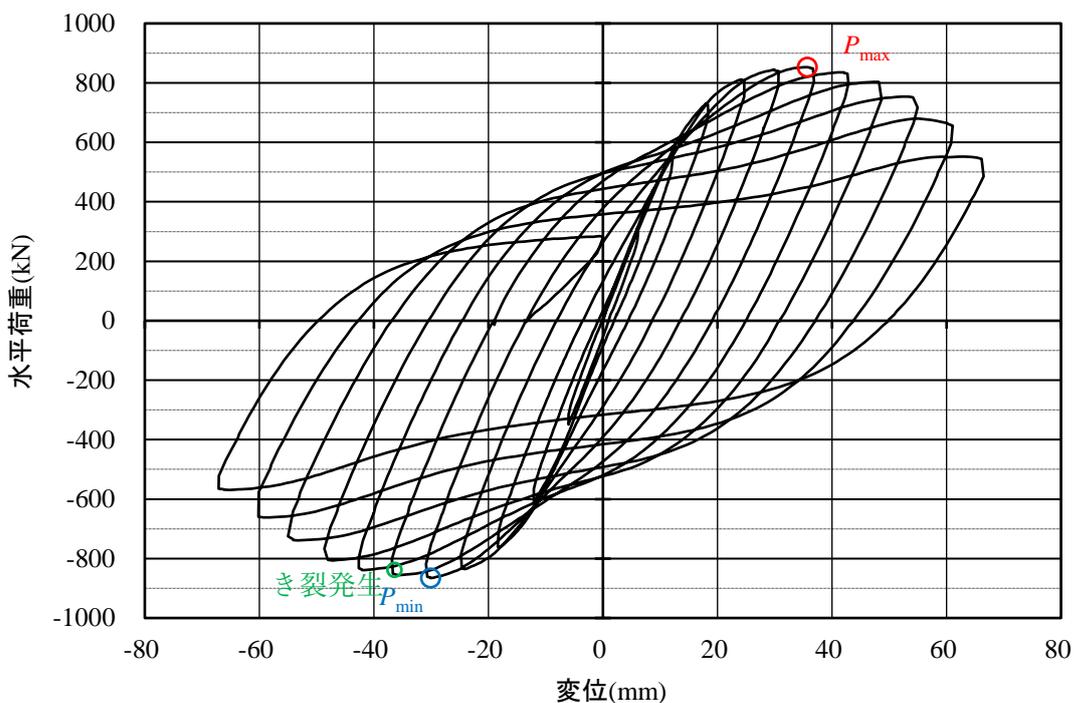


図 4-9-12 Model-3 供試体 水平荷重—水平変位関係

表 4-9-6 Model-3 供試体 試験状況 (その 1)

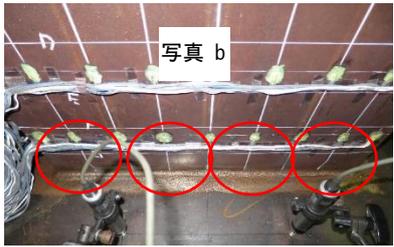
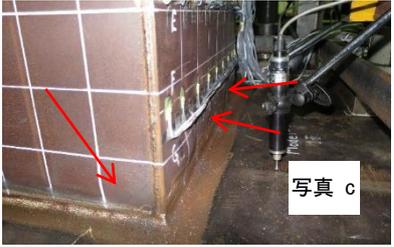
サイクル	水平荷重	試験状況
+1 δ_{sy} (+6.0 mm)	+312.7 kN	
-1 δ_{sy} (-6.0 mm)	-348.8 kN	
+2 δ_{sy} (+12.0 mm)	+562.3 kN	
-2 δ_{sy} (-12.0 mm)	-610.2 kN	
+3 δ_{sy} (+18.0 mm)	+730.8 kN	
-3 δ_{sy} (-18.0 mm)	-763.1 kN	
+4 δ_{sy} (+24.0 mm)	+811.9 kN	
-4 δ_{sy} (-24.0 mm)	-835.9 kN	
+5 δ_{sy} (+30.0 mm)	+841.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> • +5δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +29.93mm に記録した+845.1 kN. • 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル両隅のウェブ~縦リブ間に膨らみが認められる. (写真 a) 
-5 δ_{sy} (-30.0 mm)	-865.7 kN (Pmin)	<ul style="list-style-type: none"> • -5δ_{sy} ピーク時に負載荷の最大荷重 -865.7 kN を記録. • 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル下部の各縦リブ (ウェブ) 間に膨らみが認められる. (写真 b) 
+6 δ_{sy} (+36.0 mm)	+853.0 kN (Pmax)	<ul style="list-style-type: none"> • +6δ_{sy} ピーク時に正載荷の最大荷重 +853.0 kN を記録. • 1 面の縦リブ間に膨らみが認められる. (写真 c) • 1 面側ウェブ (3 面: ひずみゲージを貼り付けたウェブ面, 4 面: ひずみゲージがないウェブ面) のパネル下部に膨らみが認められる. (写真 c) 

表 4-9-7 Model-3 供試体 試験状況 (その 2)

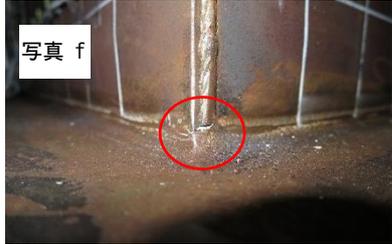
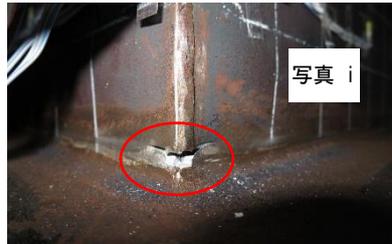
サイクル	水平荷重	試験状況
<p>-6δ_{sy} (-36.0 mm)</p>	<p>+853.4 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> -6δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -35.70 mm に記録した -855.9 kN. 2 面側ウェブのパネル下部に膨らみが認められる. 3 面, 4 面の 1 面側コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分に僅かではあるがき裂が発生. (写真 d) 
<p>+7δ_{sy} (+42.0 mm)</p>	<p>+835.9 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> 1 面の先に発生した膨らみの上部に, パネル幅全体に渡る膨らみが発生. (写真 e) 2 面~4 面コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分にき裂が発生. (写真 f)  
<p>-7δ_{sy} (-42.0 mm)</p>	<p>-838.8 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> 2 面の先に発生した膨らみの上部に, パネル幅全体に渡る膨らみが発生. (写真 g) 
<p>+8δ_{sy} (+48.0 mm)</p>	<p>+803.6 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> 2 面~4 面コーナー部のき裂は各 15 mm 程度に進展. (写真 h) 
<p>-8δ_{sy} (-48.0 mm)</p>	<p>-802.6 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> -8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -47.19 mm に記録した -806.5 kN. 1 面~3 面コーナー部のき裂は各 25 mm 程度に進展. (写真 i) 

表 4-9-8 Model-3 供試体 試験状況 (その3)

サイクル	水平荷重	試験状況
+9 δ_{sy} (+54.0 mm)	+751.8 kN	<ul style="list-style-type: none"> • +9δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +53.33 mm に記録した +753.8 kN. • 2 面~3 面コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分にき裂が発生. • 2 面~4 面コーナー部のき裂は各 40 mm 程度に進展.
-9 δ_{sy} (-54.0 mm)	-737.7 kN	<ul style="list-style-type: none"> • -9δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -53.25 mm に記録した +738.6 kN. • 1 面~3 面コーナー部のき裂は 1 面は 45 mm, 3 面は 55 mm 程度に進展. • 1 面~4 面コーナー部のき裂は 1 面は 25 mm, 4 面は 20 mm 程度に進展.
+10 δ_{sy} (+60.0 mm)	+664.4 kN	<ul style="list-style-type: none"> • +10δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +55.25 mm に記録した +680.0 kN. • 1 面側ウェブ, 先に確認したパネル下部の膨らみの上部と, 2 面側にも膨らみが認められる. (写真 j) • 2 面の縦リブ位置を中心に, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分に長さ約 40 mm のき裂が発生. (写真 k) • 2 面~3 面コーナー部のき裂は 2 面は 35 mm, 3 面は 40 mm 程度に進展. • 2 面~4 面コーナー部のき裂は 2 面は 65 mm, 3 面は 70 mm 程度に進展. (写真 k)
-10 δ_{sy} (-60.0 mm)	-659.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> • -10δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -58.17 mm に記録した -661.5 kN. • 2 面側ウェブ, 先に確認したパネル下部の膨らみの上部と, 1 面側にも膨らみが認められる. (写真 l) • 1 面~3 面コーナー部のき裂は 1 面は 65 mm, 3 面は 80 mm 程度に進展. • 1 面~4 面コーナー部のき裂は 1 面は 45 mm, 4 面は 55 mm 程度に進展.

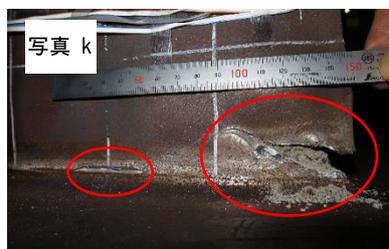


表 4-9-9 Model-3 供試体 試験状況 (その 4)

サイクル	水平荷重	試験状況
+11 δ_{sy} (+66.0 mm)	+544.7 kN	<ul style="list-style-type: none"> • +11 δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +59.24 mm に記録した +551.5 kN. • 2面~4面コーナー部のき裂と、縦リブ位置を中心に発生したき裂がつながる。き裂の長さは2面は 180 mm, 4面は 95 mm 程度に進展。(写真 m) • 2面~3面コーナー部のき裂は各 60 mm 程度に進展。 <div style="text-align: right;">  </div>
-11 δ_{sy} (-66.0 mm)	-568.6 kN	<ul style="list-style-type: none"> • -11 δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -65.22 mm に記録した -569.1 kN. • 1面~3面コーナー部のき裂は1面は 85 mm, 3面は 130 mm 程度に進展。 • 1面~4面コーナー部のき裂は1面は 60 mm, 4面は 75 mm 程度に進展。

図 4-9-13 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を，図 4-9-14 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

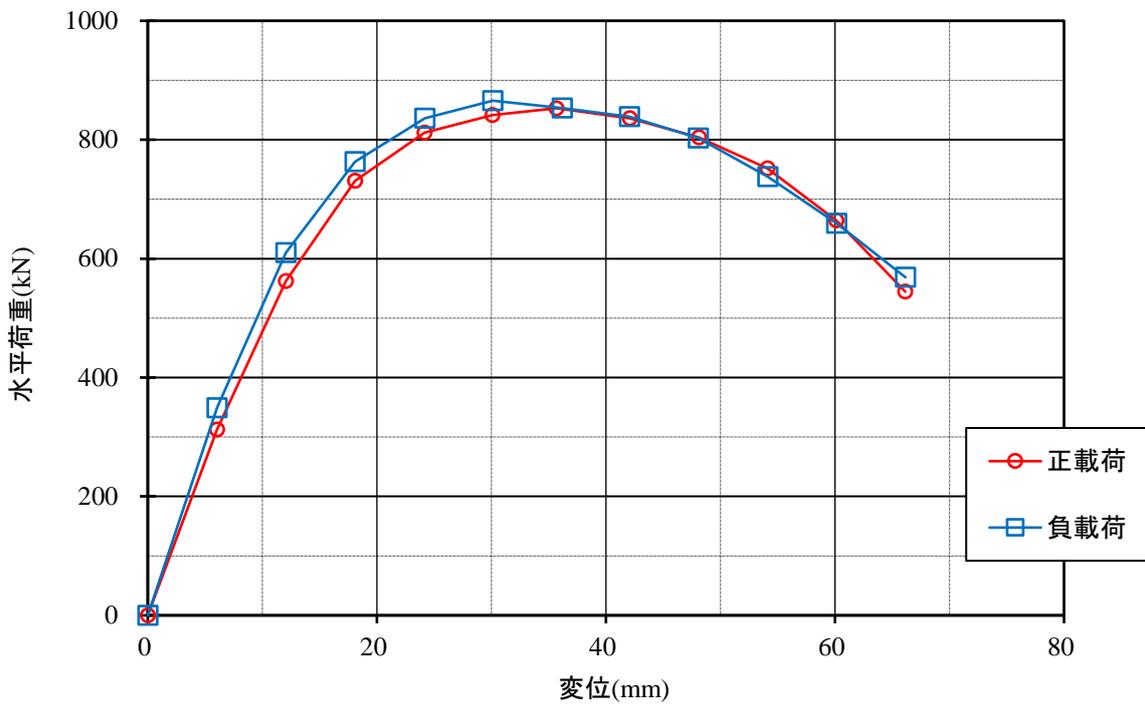


図 4-9-13 Model-3 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

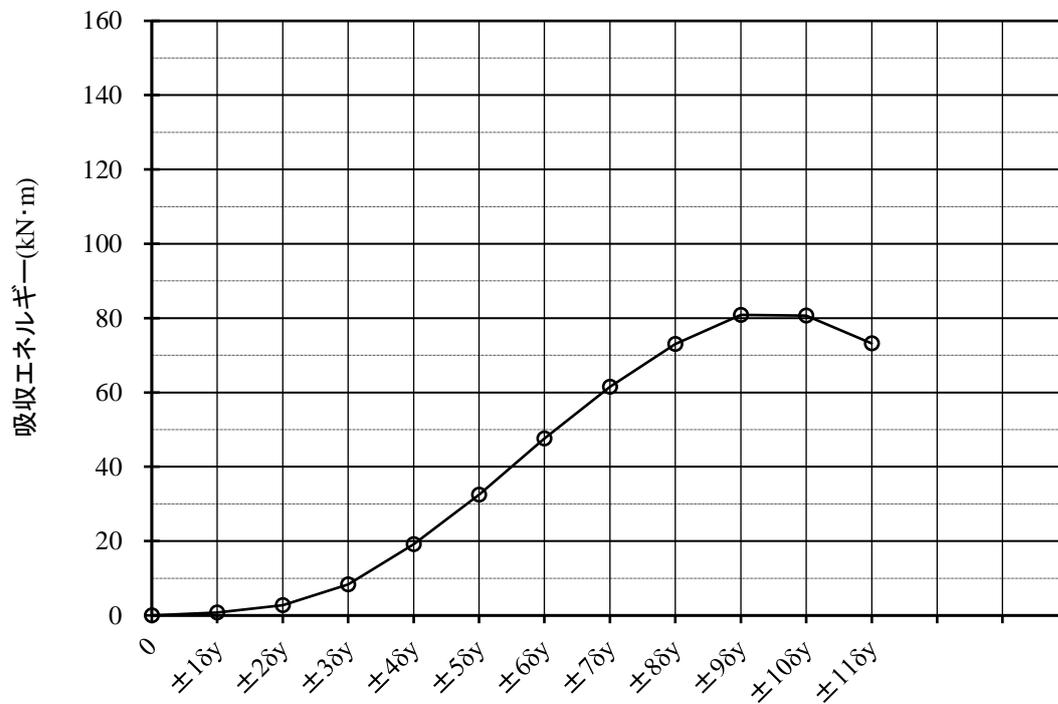


図 4-9-14 Model-3 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

写真 4-9-8 に試験後の供試体状況写真を示す.



全景 (ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 1 面, ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 2 面, ウェブ 4 面)

写真 4-9-8 Model-3 供試体 試験後の供試体状況

図 4-9-15 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-9 に損傷コンクリート除去後の状況写真を示す。

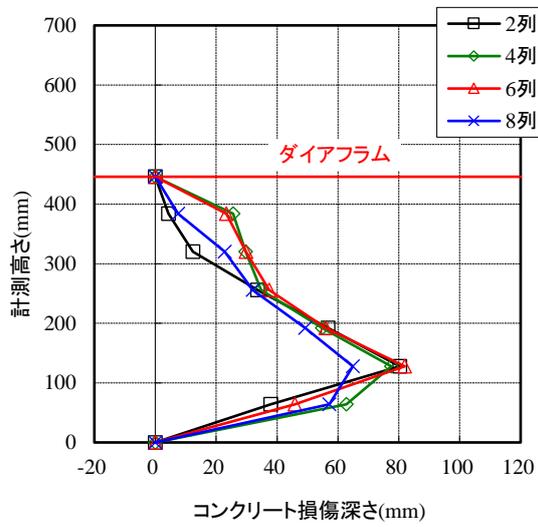


図 4-9-15 Model-3 供試体 フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-9 Model-3 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

図 4-9-16 にフランジ 2 面における基部近傍の縦リブき裂発生箇所を、写真 4-9-10 に縦リブき裂状況を示す。

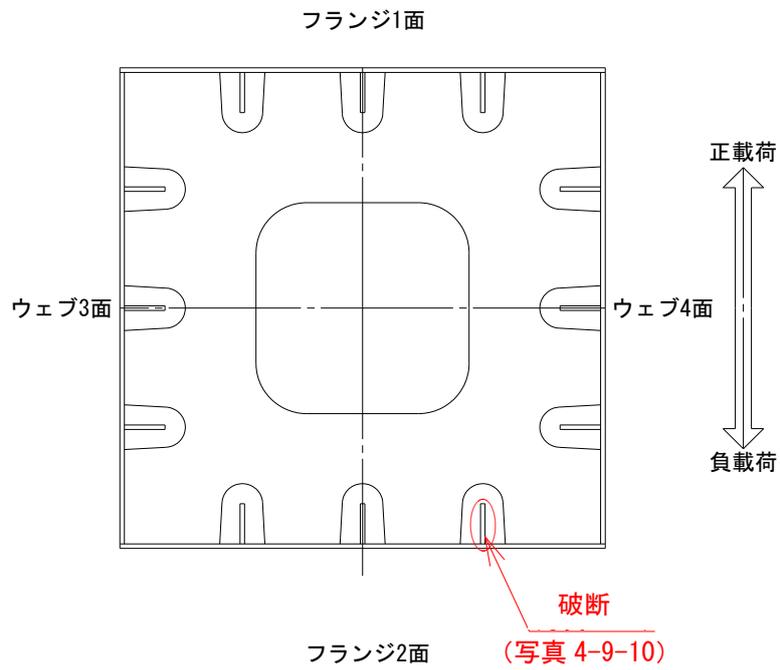


図 4-9-16 Model-3 供試体 フランジ 2 面 縦リブき裂発生箇所



写真 4-9-10 Model-3 供試体 縦リブき裂状況

4.9.5 Model-4 の試験結果

Model-4 供試体（荷重高さ 2493mm, $N/N_y=0.5$ ）の試験結果として、図 4-9-17 に水平荷重—水平変位関係を、表 4-9-10～表 4-9-12 に試験状況一覧を示す。荷重試験における最大水平荷重については、正荷重においては $+5\delta_{sy}$ サイクルの変位 $+48.08\text{mm}$ 時に記録した $+498.8\text{kN}$ 、負荷重時においては $-5\delta_{sy}$ サイクルの変位 -48.28mm 時に記録した -497.8kN であった。また、供試体にき裂を確認したのは、最大水平荷重後の $-7\delta_{sy}$ であった。

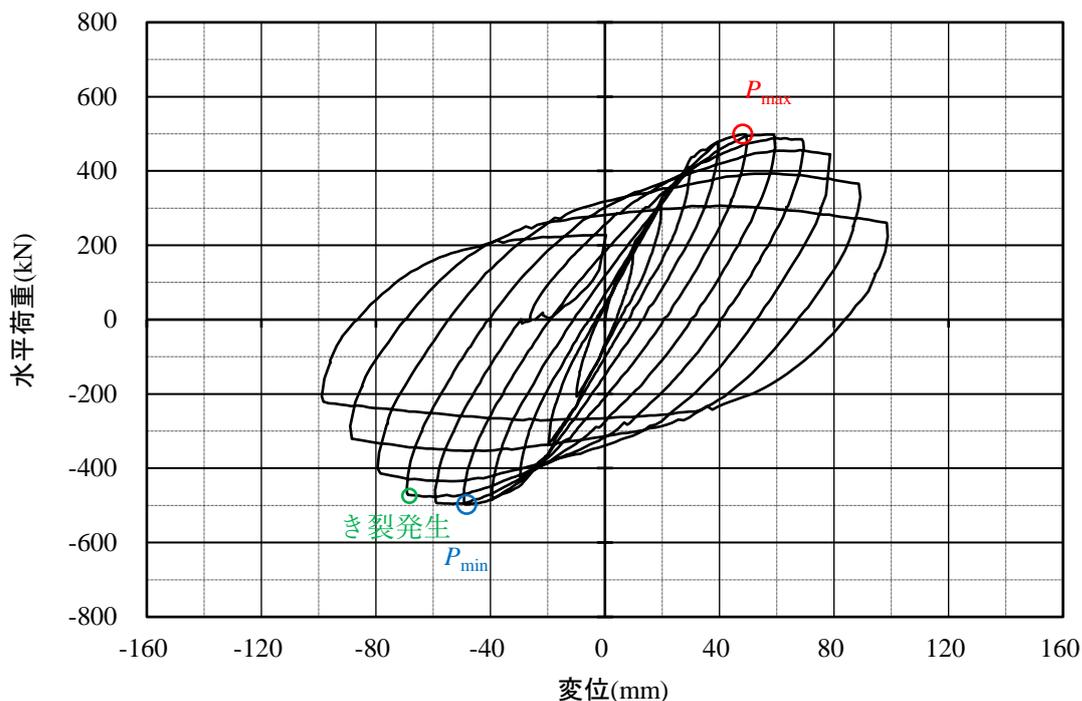


図 4-9-17 Model-4 供試体 水平荷重—水平変位関係

表 4-9-10 Model-4 供試体 試験状況 (その 1)

サイクル	水平荷重	試験状況
+1 δ_{sy} (+9.8 mm)	+190.5 kN	
-1 δ_{sy} (-9.8 mm)	-207.1 kN	
+2 δ_{sy} (+19.6 mm)	+309.7 kN	
-2 δ_{sy} (-19.6 mm)	-333.2 kN	
+3 δ_{sy} (+29.4 mm)	+410.8 kN	
-3 δ_{sy} (-29.4 mm)	-429.4 kN	
+4 δ_{sy} (+39.2 mm)	+477.3 kN	
-4 δ_{sy} (-39.2 mm)	-479.7 kN	
+5 δ_{sy} (+49.0 mm)	+498.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> • +5δ_{sy} サイクルの変位 +48.08 mm 時に正載荷の最大荷重 +498.8 kN を記録. • 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル下部, わずかではあるが各縦リブ (ウェブ) 間に膨らみが認められる. • 1 面側ウェブ (3 面 : ひずみゲージを貼り付けたウェブ面, 4 面 : ひずみゲージがないウェブ面) のパネル下部にわずかではあるが膨らみが認められる.
-5 δ_{sy} (-49.0 mm)	-496.8 kN	<ul style="list-style-type: none"> • -5δ_{sy} サイクルの変位 -48.28 mm 時に負載荷の最大荷重 -497.8 kN を記録. • 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル下部, わずかではあるが各縦リブ (ウェブ) 間に膨らみが認められる. • 2 面側ウェブのパネル下部にわずかではあるが膨らみが認められる.
+6 δ_{sy} (+58.8 mm)	+498.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> • +5δ_{sy} に確認した 1 面の膨らみの上段にも, 各縦リブ間に膨らみが認められる. (写真 a) 

表 4-9-11 Model-4 供試体 試験状況 (その 2)

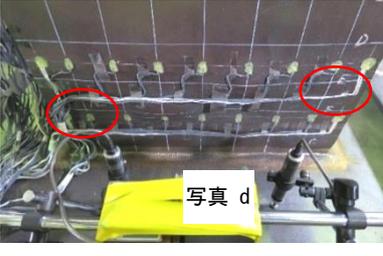
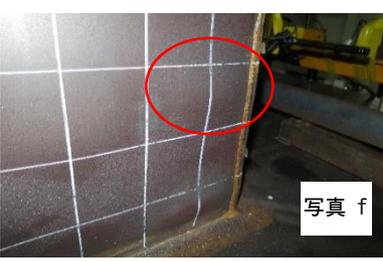
サイクル	水平荷重	試験状況
-6 δ_{sy} (-58.8 mm)	-492.9 kN	<ul style="list-style-type: none"> -6δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -53.40 mm に記録した -495.8 kN. -5δ_{sy} に確認した 2 面の膨らみの上段にも、各縦リブ間に膨らみが認められる。(写真 b) 
+7 δ_{sy} (+68.6 mm)	+485.6 kN	<ul style="list-style-type: none"> +7δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +59.28 mm に記録した +489.0 kN. +6δ_{sy} に確認した 1 面上段の膨らみの外側、ウェブ～縦リブ間に膨らみが認められる。(写真 c) 
-7 δ_{sy} (-68.6 mm)	-471.9 kN	<ul style="list-style-type: none"> -7δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -59.33 mm に記録した -477.3 kN. -6δ_{sy} に確認した 1 面上段の膨らみの外側、ウェブ～縦リブ間に膨らみが認められる。(写真 d) 1 面と 3 面のコーナー部、基部との溶接ビード直上に各長さ 5 mm 程度のき裂が発生。(写真 e)  
+8 δ_{sy} (+78.4 mm)	+445.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> +8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +68.15 mm に記録した +455.8 kN. 1 面側ウェブ、先に確認したパネル下部の膨らみ上部にも新たな膨らみが認められる。(写真 f) 
-8 δ_{sy} (-78.4 mm)	-414.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> -8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -52.35 mm に記録した -435.3 kN. 2 面側ウェブ、先に確認したパネル下部の膨らみの上部と、1 面側にも新たな膨らみが認められる。(写真 g) 

表 4-9-12 Model-4 供試体 試験状況 (その 3)

サイクル	水平荷重	試験状況
<p>+9δsy (+88.2 mm)</p>	<p>+365.9 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • +9δsy サイクルの最大荷重は変位 +58.40 mm に記録した +393.3 kN. • 1 面の上段部分の膨らみは、パネル全幅方向に渡る膨らみに進展。(写真 h) • 2 面に発生している膨らみも残留変形が認められる. • ウェブ面もパネル全幅方向に渡り残留変形が認められる。(写真 i)
<p>-9δsy (-88.2 mm)</p>	<p>-321.0 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -9δsy サイクルの最大荷重は変位 -48.28 mm に記録した -353.2 kN. • 2 面の上段部分の膨らみは、パネル全幅方向に渡る膨らみに進展。(写真 j) • 1 面およびウェブ面に発生した膨らみは残留変形が認められる.
<p>+10δsy (+98.0 mm)</p>	<p>+260.9 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • +10δsy サイクルの最大荷重は変位 +40.53 mm に記録した +306.3 kN. • ウェブ面の膨らみは、パネル全幅方向に渡る膨らみが進展(写真 k).
<p>-10δsy (-98.0 mm)</p>	<p>-221.3 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -10δsy サイクルの最大荷重は変位 -22.43 mm に記録した -271.6 kN. • ウェブ面の膨らみは、パネル全幅方向に渡る膨らみが更に進展。(写真 l)

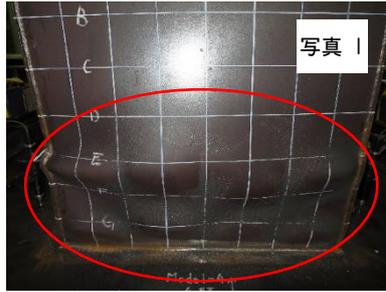
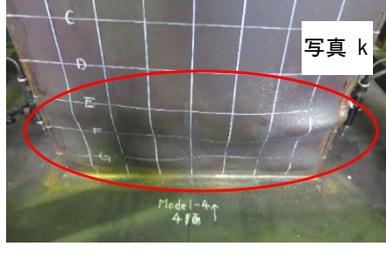
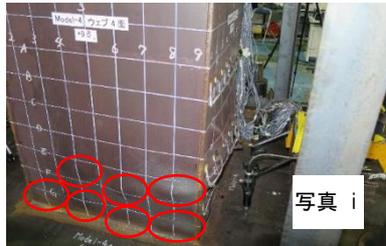


図 4-9-18 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を、図 4-9-19 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

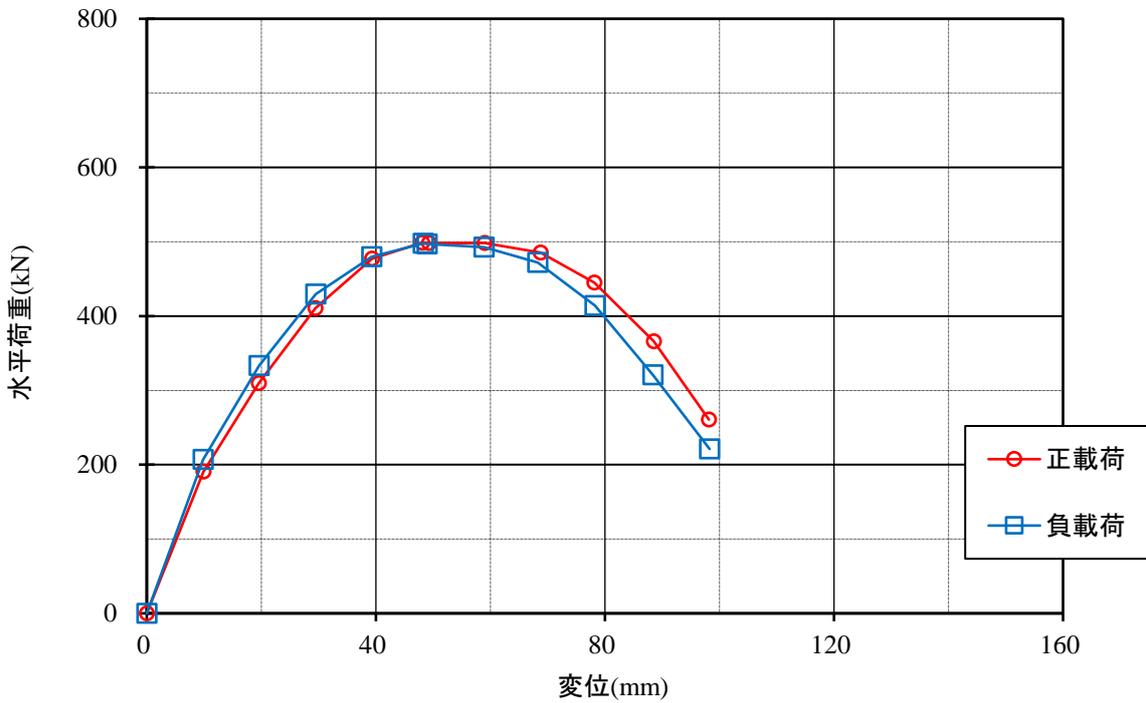


図 4-9-18 Model-4 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

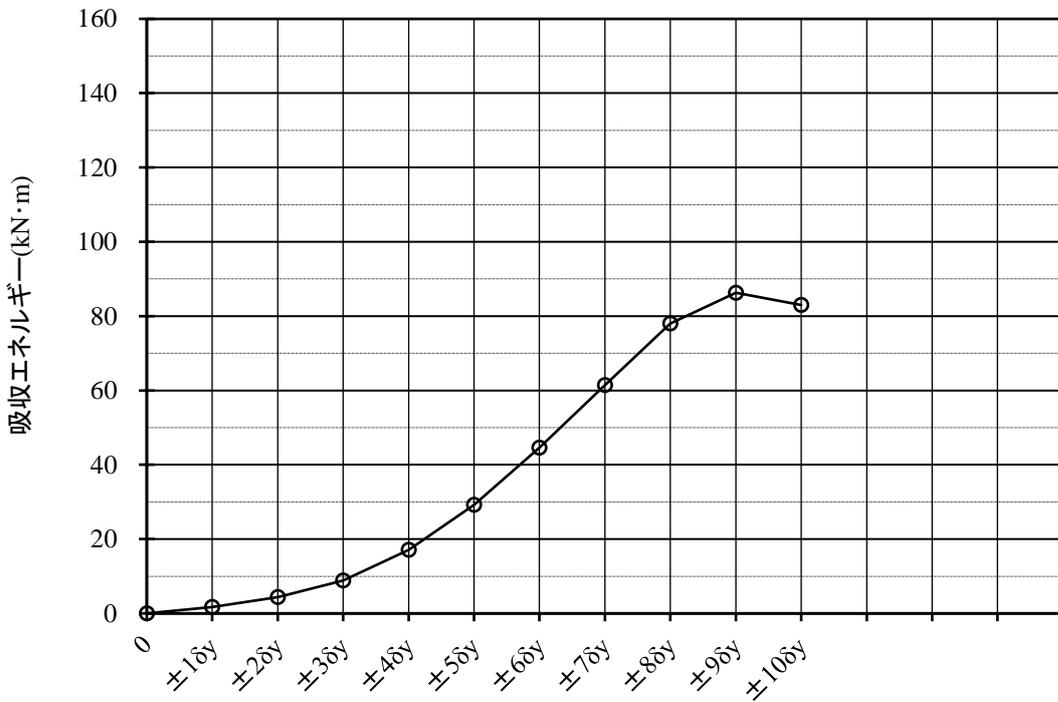


図 4-9-19 Model-4 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

写真 4-9-12 に試験後の供試体状況写真を示す.



全景 (ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 1 面, ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 2 面, ウェブ 4 面)

写真 4-9-12 Model-4 供試体 試験後の供試体状況

図 4-9-20 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-13 に損傷コンクリート除去後の状況写真を示す。

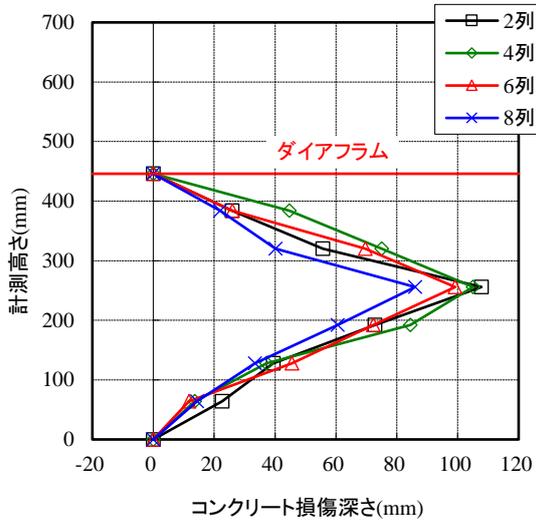


図 4-9-20 Model-4 供試体フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-13 Model-4 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

4.9.6 Model-5 の試験結果

Model-5 供試体（荷高 1558mm, $N/N_y=0.5$ ）の試験結果として、図 4-9-21 に水平荷重—水平変位関係を、表 4-9-13～表 4-9-15 に試験状況一覧を示す。載荷試験における最大水平荷重については、正載荷においては $+7\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した $+859.3\text{kN}$ 、負載荷時には $-7\delta_{sy}$ サイクルの目標変位到達時に記録した -862.2kN であった。供試体にき裂を確認したのは、最大水平荷重後の $-12\delta_{sy}$ であった。

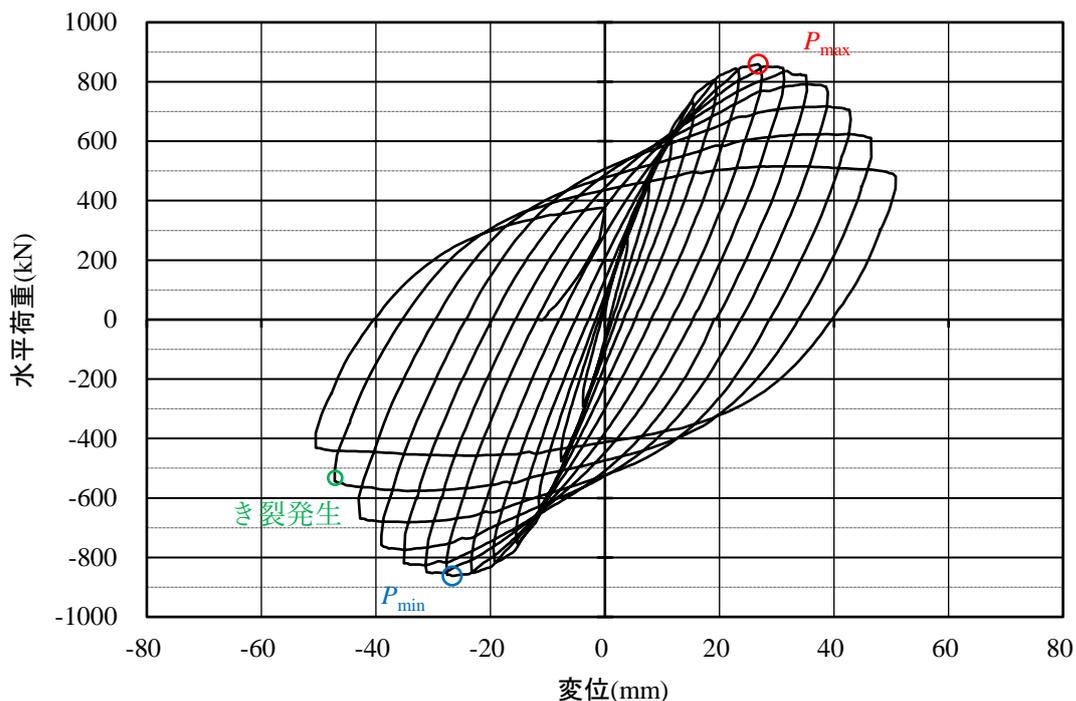


図 4-9-21 Model-5 供試体 水平荷重—水平変位関係

表 4-9-13 Model-5 供試体 試験状況 (その 1)

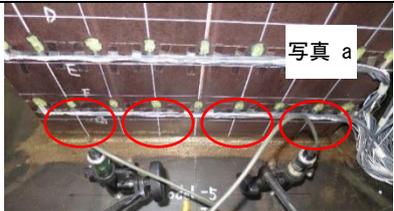
サイクル	水平荷重	試験状況
+1 δ sy (+3.8 mm)	+293.6 kN	
-1 δ sy (-3.8 mm)	-292.6 kN	
+2 δ sy (+7.6 mm)	+468.0 kN	
-2 δ sy (-7.6 mm)	-476.8 kN	
+3 δ sy (+11.4 mm)	+617.0 kN	
-3 δ sy (-11.4 mm)	-635.6 kN	
+4 δ sy (+15.2 mm)	+735.2 kN	
-4 δ sy (-15.2 mm)	-752.8 kN	
+5 δ sy (+19.0 mm)	+805.6 kN	<ul style="list-style-type: none"> 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面), 縦リブ (ウェブ) ~ 縦リブ間にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 a) 
-5 δ sy (-19.0 mm)	-817.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面), 縦リブ (ウェブ) ~ 縦リブ間にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 b) 
+6 δ sy (+22.8 mm)	+842.7 kN	<ul style="list-style-type: none"> +6δsy サイクルの最大荷重は変位 +22.80 mm に記録した +844.7 kN. 1 面側ウェブ (3 面: ひずみゲージを貼り付けたウェブ面, 4 面: ひずみゲージがないウェブ面) のパネル下部にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 c) +5δsy に確認した 1 面の膨らみの上段に, わずかではあるがパネル幅全体に渡る膨らみが認められる. (写真 c) 

表 4-9-14 Model-5 供試体 試験状況 (その 2)

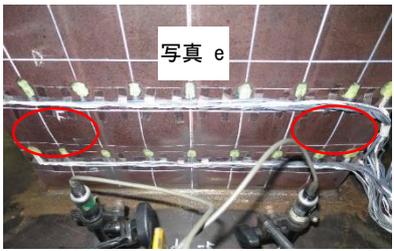
サイクル	水平荷重	試験状況
-6 δ sy (-22.8 mm)	-851.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> 2 面側ウェブのパネル下部にわずかではあるが膨らみが認められる. -5δsy に確認した 2 面の膨らみの上段に, わずかではあるがパネル幅全体に渡る膨らみが認められる.
+7 δ sy (+26.6 mm)	+859.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> +7δsy ピーク時に正載荷の最大荷重 +859.3 kN を記録.
-7 δ sy (-26.6 mm)	-862.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> -7δsy ピーク時に負載荷の最大荷重 -862.2 kN を記録.
+8 δ sy (+30.4 mm)	+848.6 kN	<ul style="list-style-type: none"> +8δsy サイクルの最大荷重は変位 +27.77 mm に記録した +852.0 kN. +6δsy に確認した 1 面上段の膨らみ, 中央部の縦リブ間の膨らみが大きくなる. (写真 d) 
-8 δ sy (-30.4 mm)	-852.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> -8δsy サイクルの最大荷重は変位 -30.15 mm に記録した -853.0 kN. -6δsy に確認した 2 面上段の膨らみ, 中央部の縦リブ間の膨らみが大きくなる.
+9 δ sy (+34.2 mm)	+825.6 kN	<ul style="list-style-type: none"> +9δsy サイクルの最大荷重は変位 +31.79 mm に記録した +836.8 kN. 1 面上段の膨らみ, 両側のウェブ~縦リブ間の膨らみが大きくなる. (写真 e) 2 面および 2 面側ウェブに残留変形が認められる. 
-9 δ sy (-34.2 mm)	-820.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> -9δsy サイクルの最大荷重は変位 -31.20 mm に記録した -825.6 kN. 1 面および 1 面側ウェブに残留変形が認められる.
+10 δ sy (+38.0 mm)	+785.1 kN	<ul style="list-style-type: none"> +10δsy サイクルの最大荷重は変位 +35.25 mm に記録した +792.4 kN. 1 面側ウェブ, 先に確認したパネル下部の膨らみの上部と, 2 面側にも新たな膨らみが認められる. (写真 f) 1 面上段の膨らみ, パネル幅全体に渡る膨らみが大きくなる. (写真 f) 

表 4-9-15 Model-5 供試体 試験状況 (その 3)

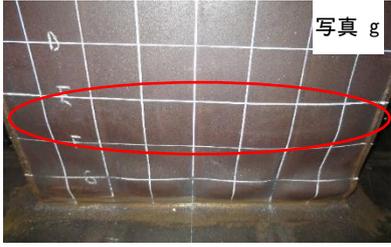
サイクル	水平荷重	試験状況	
-10 δ sy (-38.0 mm)	-765.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> -10δsy サイクルの最大荷重は変位 -35.22 mm に記録した -774.8 kN. 2 面側ウェブ, 先に確認したパネル下部の膨らみの上部と, 1 面側にも新たな膨らみが認められる. 2 面上段の膨らみ, パネル幅全体に渡る膨らみが大きくなる. 	
+11 δ sy (+41.8 mm)	+709.8 kN	<ul style="list-style-type: none"> +11δsy サイクルの最大荷重は変位 +38.25 mm に記録した +717.1 kN. 	
-11 δ sy (-41.8 mm)	-672.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> -11δsy サイクルの最大荷重は変位 -34.47 mm に記録した -682.0 kN. 	
+12 δ sy (+45.6 mm)	+614.1 kN	<ul style="list-style-type: none"> +12δsy サイクルの最大荷重は変位 +42.81 mm に記録した +624.3 kN. ウェブ上段の膨らみ, パネル幅全体に渡る膨らみが大きくなる. (写真 g) 	
-12 δ sy (-45.6 mm)	-552.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> -12δsy サイクルの最大荷重は変位 -34.46 mm に記録した -576.5 kN. 2 面と 3 面の縦溶接部, 基部から 1 段目の膨らみ部分に対応する位置に長さ約 40 mm の割れが発生. (写真 h) 	
+13 δ sy (+49.4 mm)	+494.4 kN	<ul style="list-style-type: none"> +13δsy サイクルの最大荷重は変位 +32.19 mm に記録した +515.9 kN. フランジおよびウェブ上段側の膨らみが全周に渡り大きくなる. (写真 i) 	
-13 δ sy (-49.4 mm)	-434.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> -13δsy サイクルの最大荷重は変位 -22.31 mm に記録した -457.7 kN. 2 面と 3 面の縦溶接部に発生した割れは長さ約 90 mm に進展. (写真 j) 	

図 4-9-22 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を、図 4-9-23 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

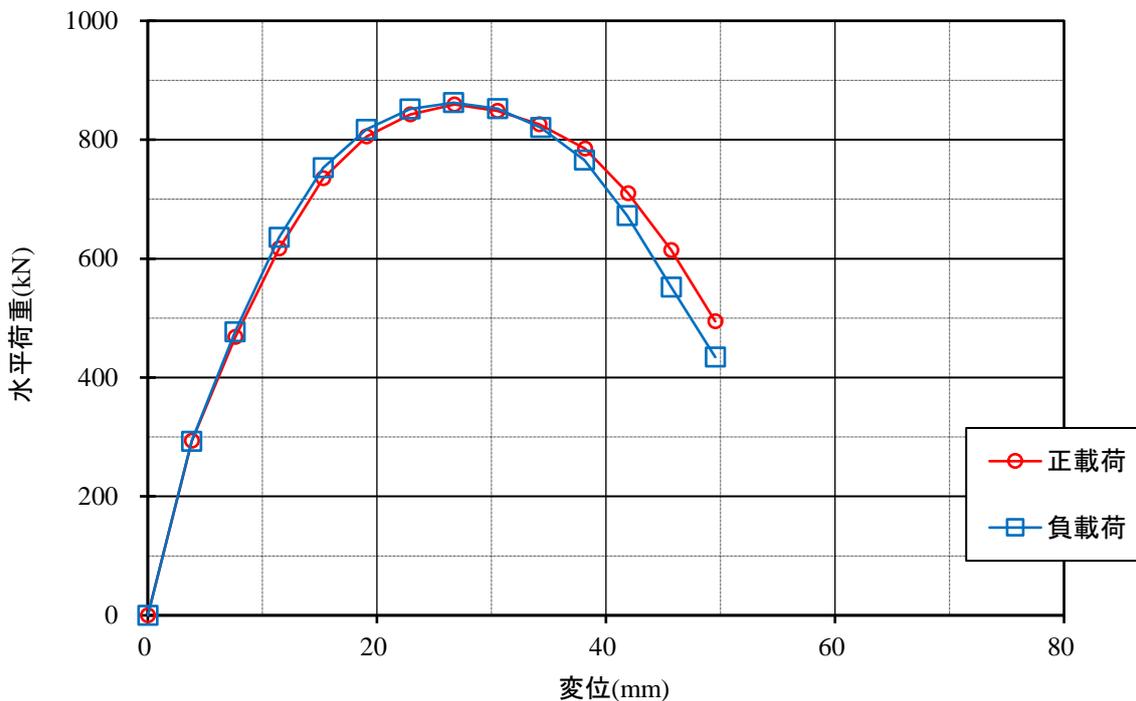


図 4-9-22 Model-5 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

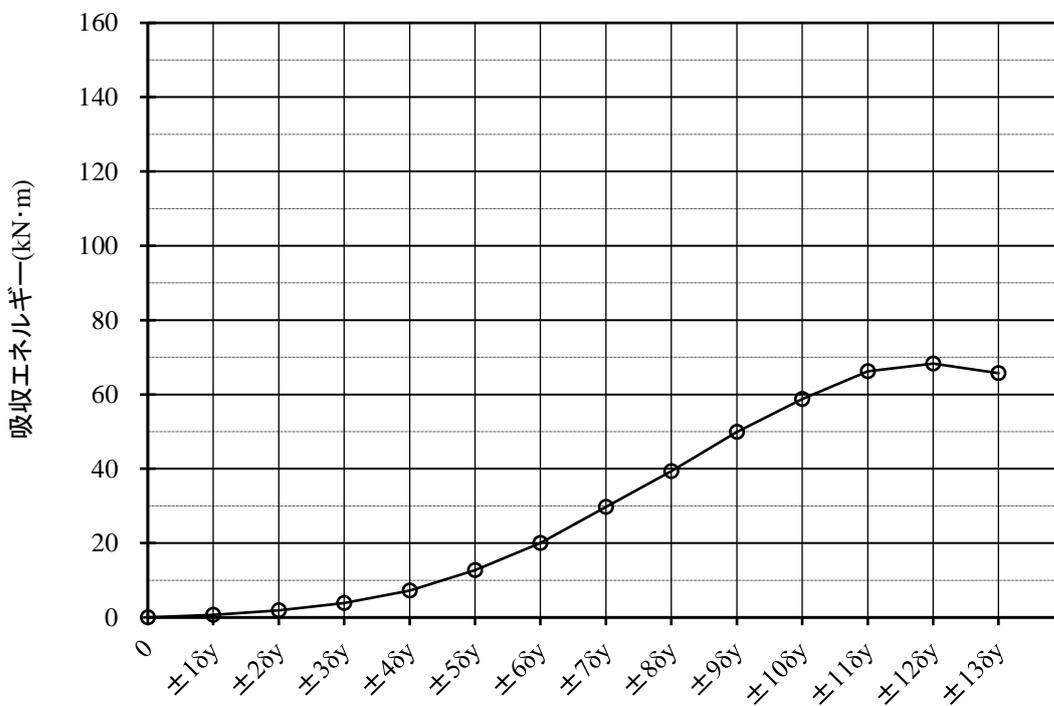


図 4-9-23 Model-5 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

写真 4-9-14 に試験後の供試体状況写真を示す.



全景 (ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 1 面, ウェブ 3 面)



パネル部 (フランジ 2 面, ウェブ 4 面)

写真 4-9-14 Model-5 供試体 試験後の供試体状況

図 4-9-24 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-15 に損傷コンクリート除去後の状況写真を示す。

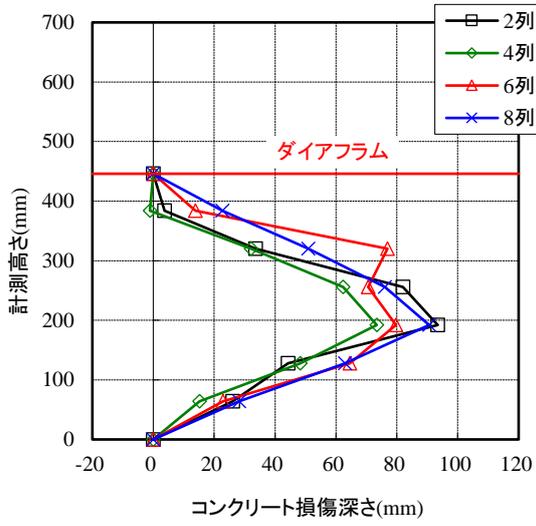


図 4-9-24 Model-5 供試体フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-15 Model-5 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

4.9.7 Model-6 の試験結果

Model-6 供試体（荷重高さ 1558mm，軸力変動）の試験結果として，図 4-9-25 に水平荷重－水平変位関係を，表 4-9-16～表 4-9-18 に試験状況一覧を示す．荷重試験における最大水平荷重については，正荷重においては+5 δ_{sy} サイクルの目標変位到達時に記録した+855.9kN，負荷重時においては -6 δ_{sy} サイクルの目標変位到達時に記録した-840.3kN であった．また，供試体にき裂を確認したのは，負荷重最大水平荷重時の-6 δ_{sy} であった．

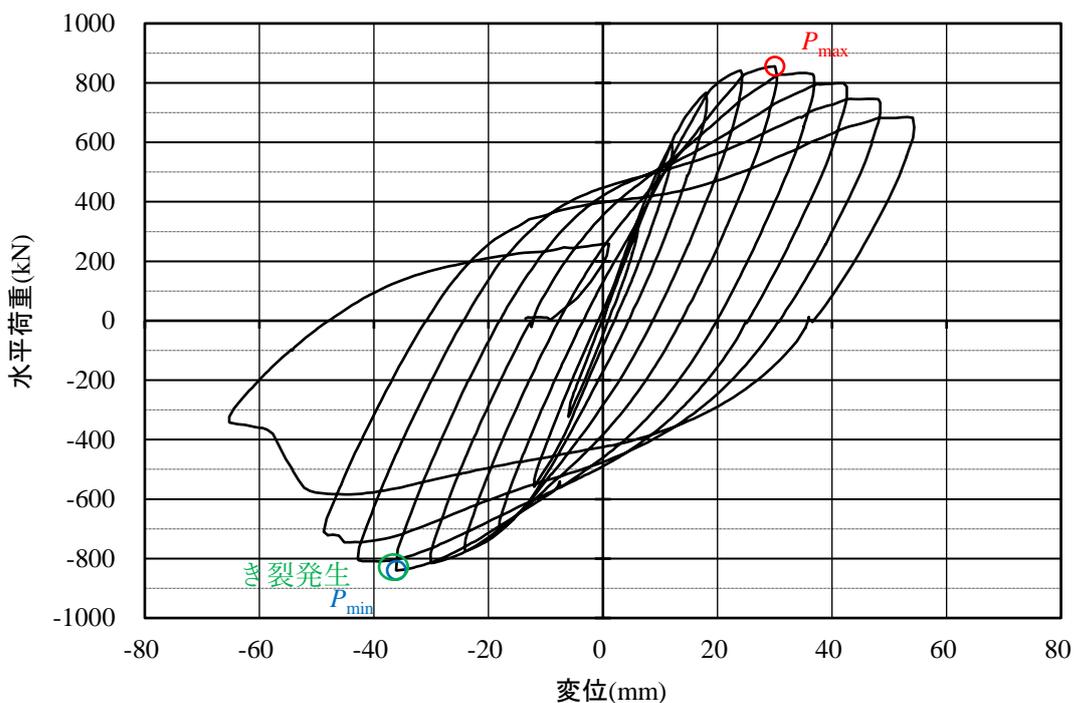


図 4-9-25 Model-6 供試体 水平荷重－水平変位関係

表 4-9-16 Model-6 供試体 試験状況 (その 1)

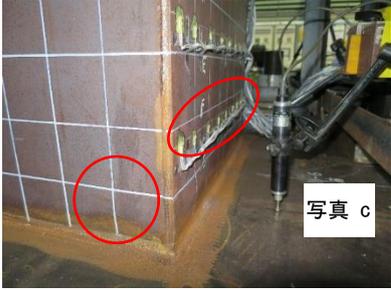
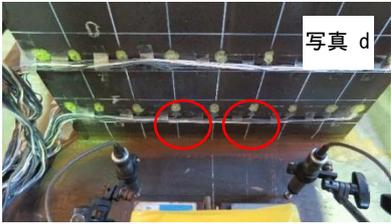
サイクル	水平荷重	試験状況
+1 δ sy (+6.0 mm)	+335.6 kN	
-1 δ sy (-6.0 mm)	-322.9 kN	
+2 δ sy (+12.0 mm)	+596.5 kN	
-2 δ sy (-12.0 mm)	-558.4 kN	
+3 δ sy (+18.0 mm)	+767.0 kN	
-3 δ sy (-18.0 mm)	-702.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> -3δsy サイクルの最大荷重は変位 -17.96 mm に記録した -705.4 kN.
+4 δ sy (+24.0 mm)	+841.7 kN	<ul style="list-style-type: none"> 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面), 縦リブ (ウェブ) ~ 縦リブ間にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 a) 
-4 δ sy (-24.0 mm)	-774.8 kN	<ul style="list-style-type: none"> 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面), ウェブ~縦リブ間にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 b) 
+5 δ sy (+30.0 mm)	+855.9 kN	<ul style="list-style-type: none"> +5δsy ピーク時に正載荷の最大荷重 +855.9 kN を記録. 1 面側ウェブ (3 面: ひずみゲージを貼り付けたウェブ面, 4 面: ひずみゲージがないウェブ面) のパネル下部にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 c) +4δsy に確認した 1 面の膨らみの上段に, わずかではあるが膨らみが認められる. (写真 c) 
-5 δ sy (-30.0 mm)	-815.8 kN	<ul style="list-style-type: none"> 2 面の縦リブ~縦リブ間にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 d) 

表 4-9-17 Model-6 供試体 試験状況 (その 2)

サイクル	水平荷重	試験状況	
+6 δ_{sy} (+36.0 mm)	+831.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> +6δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +34.32 mm に記録した +832.9 kN. 	
-6 δ_{sy} (-36.0 mm)	-840.3 kN	<ul style="list-style-type: none"> -6δ_{sy} ピーク時に負荷荷の最大荷重 -840.3 kN を記録. 1 面と 4 面のコーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分に僅かではあるがき裂が発生. (写真 e) 	
+7 δ_{sy} (+42.0 mm)	+799.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> 1 面上段の膨らみ, パネル全体に渡る膨らみが大きくなる. (写真 f) 	
-7 δ_{sy} (-42.0 mm)	-809.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> -7δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -39.14 mm に記録した -809.5 kN. 2 面側ウェブのパネル下部に膨らみが認められる. 1 面と 4 面のコーナー部, 基部との溶接ビード直上鋼板部分に発生したき裂は, 1 面側が長さ約 25 mm 程度, 4 面側は長さ約 35 mm 程度に進展. (写真 g) 1 面と 3 面のコーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分に僅かではあるがき裂が発生. 	
+8 δ_{sy} (+48.0 mm)	+745.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> +8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 +43.11 mm に記録した +746.0 kN. 1 面側ウェブ, 先に確認したパネル下部の膨らみの上部と, 2 面側にも新たな膨らみが認められる. (写真 h) 	

表 4-9-18 Model-6 供試体 試験状況 (その 3)

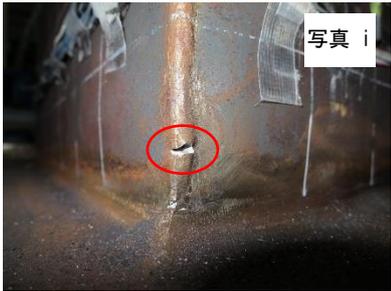
サイクル	水平荷重	試験状況
-8 δ sy (-48.0 mm)	-721.5 kN	<ul style="list-style-type: none"> -8δsy サイクルの最大荷重は変位 -45.18 mm に記録した -746.0 kN. 変位が -46 mm を過ぎたあたりから、異音の発生とともに水平荷重の低下が生じる. 1 面と 4 面のコーナー部、基部との溶接ビード直上鋼板部分に発生したき裂は、1 面側、4 面側ともに長さ約 110 mm 程度に進展. 1 面と 3 面のコーナー部、先に発生したき裂の上段にも新たなき裂が発生. (写真 i) 
+9 δ sy (+54.0 mm)	+683.4 kN	<ul style="list-style-type: none"> +9δsy サイクルの最大荷重は変位 +53.13 mm に記録した +685.4 kN. 1 面上段の膨らみ、パネル全体に渡る膨らみがさらに大きくなる. (写真 j) 2 面と 3 面のコーナー部、および 2 面と 4 面のコーナー部基部との溶接ビード直上の鋼板部分に僅かではあるがき裂が発生. 
-9 δ sy (-54.0 mm)	-504.6 kN	<ul style="list-style-type: none"> -9δsy サイクルの最大荷重は変位 -45.15 mm に記録した -584.8 kN. 変位 -54 mm にて水平載荷を停止したが、試験体の変形が -65 mm まで進行. 1 面に発生していたき裂は、パネル幅全体に渡りき裂が貫通. (写真 k) 

図 4-9-26 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を、図 4-9-27 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

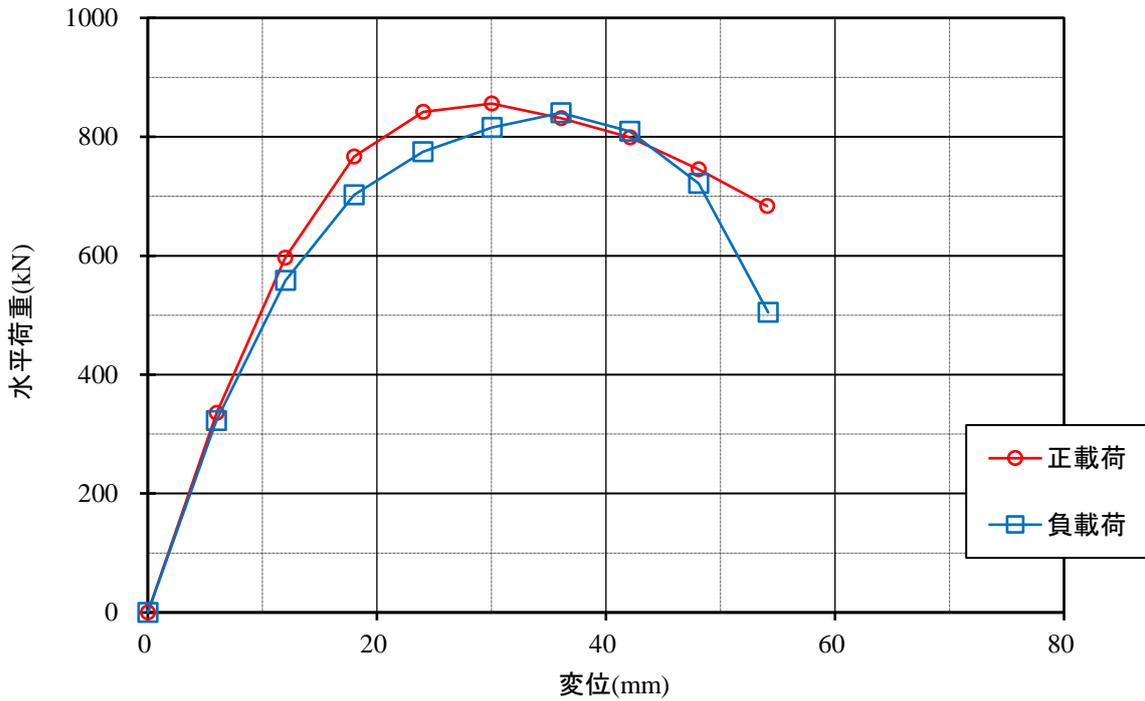


図 4-9-26 Model-6 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

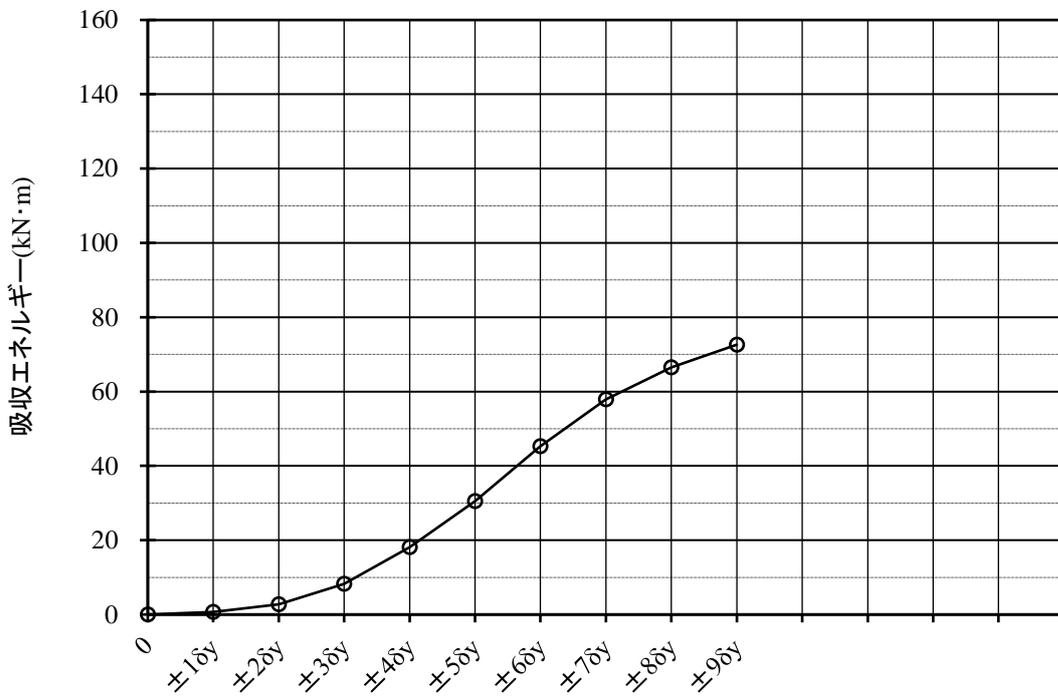


図 4-9-27 Model-6 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

写真 4-9-16 に試験後の供試体状況写真を示す。



全景 (ウェブ3面)



パネル部 (フランジ1面, ウェブ3面)



パネル部 (フランジ2面, ウェブ4面)

写真 4-9-16 Model-6 供試体 試験後の供試体状況

図 4-9-28 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-17 に損傷コンクリート除去後の状況写真を、図 4-9-29 にフランジ 1 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-18 に損傷コンクリート除去後の状況写真を示す。

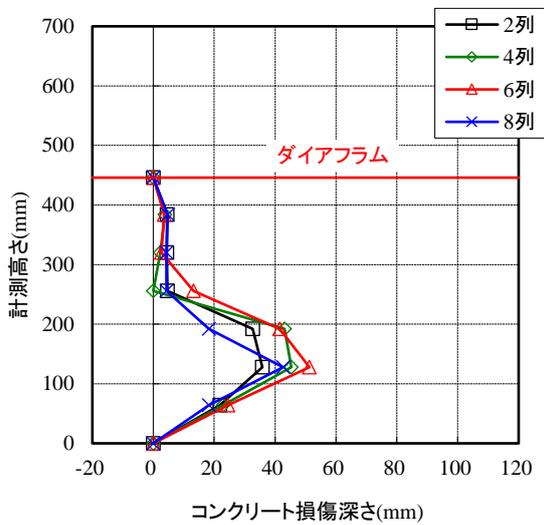


図 4-9-28 Model-6 供試体フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-17 Model-6 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

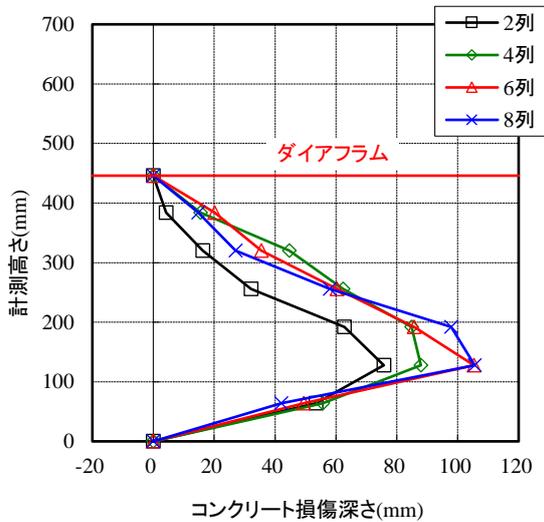


図 4-9-29 Model-6 供試体フランジ 1 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-18 Model-6 供試体
フランジ 1 面, ウェブ 3 面

図 4-9-30 にフランジ 1 面および 2 面における基部近傍の縦リブき裂発生箇所を、写真 4-9-19、写真 4-9-20、写真 4-9-21 に縦リブき裂状況を示す。

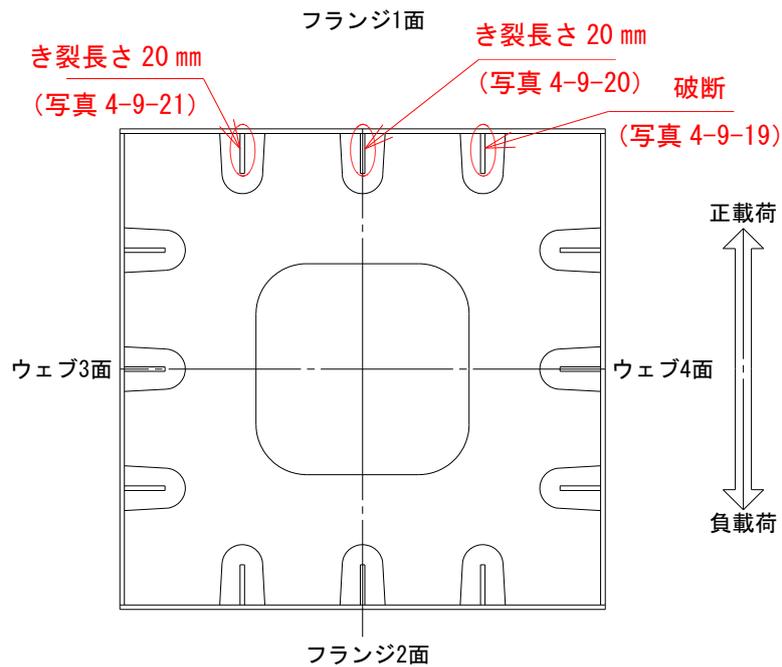


図 4-10-30 Model-6 供試体 フランジ 1 面, 2 面 縦リブき裂発生箇所



写真 4-9-19 Model-6 供試体 縦リブき裂状況



写真 4-9-20 Model-6 供試体 縦リブき裂状況



写真 4-9-21 Model-6 供試体 縦リブき裂状況

4.9.8 Model-7 の試験結果

Model-7 供試体（荷高 2477mm, $N/N_y=0.2$ ）の試験結果として、図 4-9-31 に水平荷重—水平変位関係を、表 4-9-19 ～表 4-9-21 に試験状況一覧を示す。載荷試験における最大水平荷重については、正載荷においては $+5\delta_{sy}$ サイクルの変位 $+73.93\text{mm}$ 時に記録した $+640.9\text{ kN}$ 、負載荷時には $+4\delta_{sy}$ サイクルの変位 -60.13mm 時に記録した -619.0kN であった。また、供試体にき裂を確認したのは、正載荷最大水平荷重時の $+5\delta_{sy}$ であった。

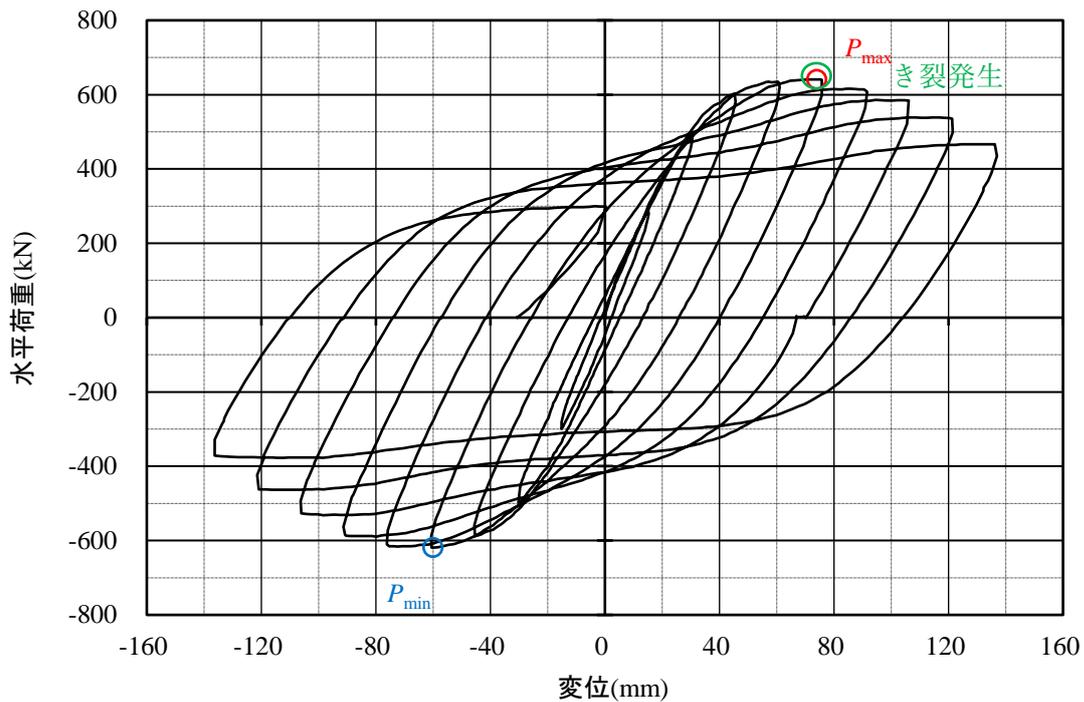


図 4-9-31 Model-7 供試体 水平荷重—水平変位関係

表 4-9-19 Model-7 供試体 試験状況 (その 1)

サイクル	水平荷重	試験状況
+1 δ sy (+15.1 mm)	+292.1 kN	
-1 δ sy (-15.1 mm)	-300.0 kN	
+2 δ sy (+30.2 mm)	+496.8 kN	
-2 δ sy (-30.2 mm)	-498.8 kN	
+3 δ sy (+45.3 mm)	+580.9 kN	<ul style="list-style-type: none"> +3δsy サイクルの最大荷重は変位 +45.28 mm に記録した +603.3 kN.
-3 δ sy (-45.3 mm)	-588.2 kN	
+4 δ sy (+60.4 mm)	+635.1 kN	<ul style="list-style-type: none"> 1 面 (正載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル下部, わずかではあるが各縦リブ (ウェブ) 間に膨らみが認められる.
-4 δ sy (-60.4 mm)	-588.2 kN	<ul style="list-style-type: none"> -4δsy サイクルの変位 -60.13 mm 時に負載荷の最大荷重 -619.0 kN を記録. 2 面 (負載荷時に圧縮となるフランジ面) パネル下部両端のウェブ ~ 縦リブ間にわずかではあるが膨らみが認められる.
+5 δ sy (+75.5 mm)	+640.0 kN	<ul style="list-style-type: none"> +5δsy サイクルの変位 +73.93 mm 時に正載荷の最大荷重 +640.9 kN を記録. 1 面パネル下部の膨らみが進展. (写真 a) 1 面側のウェブ (3 面: ひずみゲージを貼り付けたウェブ面, 4 面: ひずみゲージがないウェブ面) のパネル下部にわずかではあるが膨らみが認められる. (写真 a) 2 面の 3 面側コーナー部, 基部との溶接ビード直上の鋼板部分にわずかではあるがき裂が発生. (写真 b)

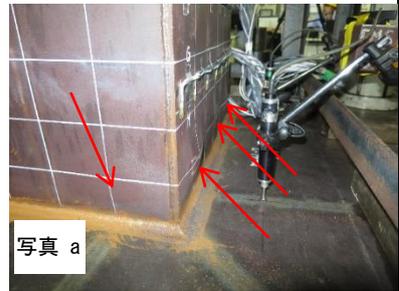


表 4-9-20 Model-7 供試体 試験状況 (その 2)

サイクル	水平荷重	試験状況
<p>-5δsy (-75.5 mm)</p>	<p>-615.0 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -5δsy サイクルの最大荷重は変位 -72.38 mm に記録した -616.0 kN. • 2 面パネル下部両端の膨らみの進展と、両端の膨らみより高い位置、縦リブに挟まれた中央部分に膨らみが認められる。(写真 c) • 2 面側のウェブのパネル下部に膨らみが認められる。(写真 c) • 1 面の 4 面側コーナー部、基部との溶接ビード直上の鋼板部分にわずかではあるがき裂が発生。(写真 d)
<p>+6δsy (+90.6 mm)</p>	<p>+614.1 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • +6δsy サイクルの最大荷重は変位 +84.43 mm に記録した +615.5 kN. • 1 面パネル下部の発生した膨らみの上段に、パネル幅全体に渡る膨らみが認められる。(写真 e)
<p>-6δsy (-90.6 mm)</p>	<p>-584.8 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -6δsy サイクルの最大荷重は変位 -79.78 mm に記録した -589.2 kN. • 1 面と 4 面のコーナー部き裂は、1 面は長さ約 15 mm、4 面は長さ約 20 mm に進展.
<p>+7δsy (+105.7 mm)</p>	<p>+584.3 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • +7δsy サイクルの最大荷重は変位 +94.48 mm に記録した +585.7 kN. • 2 面と 3 面のコーナー部き裂は、2 面は長さ約 15 mm、3 面は長さ約 18 mm に進展.
<p>-7δsy (-105.7 mm)</p>	<p>-526.6 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -7δsy サイクルの最大荷重は変位 -98.45 mm に記録した -532.0 kN. • 1 面と 4 面のコーナー部き裂は、1 面は長さ約 35 mm、4 面は長さ約 40 mm に進展。(写真 f)
<p>+8δsy (+120.8 mm)</p>	<p>+534.9 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • +8δsy サイクルの最大荷重は変位 +116.55 mm に記録した +538.8 kN. • 2 面と 3 面のコーナー部き裂は、2 面は長さ約 35 mm、3 面は長さ約 40 mm に進展。(写真 g)

表 4-10-21 Model-7 供試体 試験状況 (その 3)

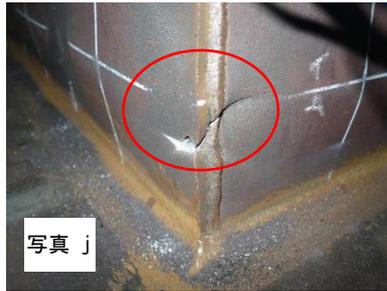
サイクル	水平荷重	試験状況
<p>-8δ_{sy} (-120.8 mm)</p>	<p>-462.1 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -8δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -110.58 mm に記録した -463.6 kN. • 1 面に発生している膨らみは残留変形が認められる. • ウェブ面の 1 面側に残留変形が認められる. • 1 面と 4 面のコーナー部き裂は、両方とも長さ約 65 mm 程度に進展。(写真 h) 
<p>+9δ_{sy} (+135.9 mm)</p>	<p>+466.5 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • 2 面に発生している膨らみは残留変形が認められる. • ウェブ面の 2 面側に残留変形が認められる. • 2 面と 3 面のコーナー部き裂は、2 面は長さ約 70 mm, 3 面は長さ約 75 mm に進展. • 2 面と 4 面のコーナー部, 2 面下段の膨らみ位置に対応した高さ位置の周方向各面に長さ約 20 mm のき裂が発生。(写真 i) 
<p>-9δ_{sy} (-135.9 mm)</p>	<p>-371.3 kN</p>	<ul style="list-style-type: none"> • -9δ_{sy} サイクルの最大荷重は変位 -98.48 mm に記録した -377.6 kN. • 1 面と 4 面のコーナー部き裂は、両方とも長さ約 90 mm に進展. • 1 面と 3 面のコーナー部, 1 面下段の膨らみ位置に対応した高さ位置の周方向に長さ約 25 mm のき裂が発生。(写真 j) 

図 4-9-32 に水平荷重と水平変位関係に対する包絡線を，図 4-9-33 に各サイクルにおけるエネルギー吸収量を示す。

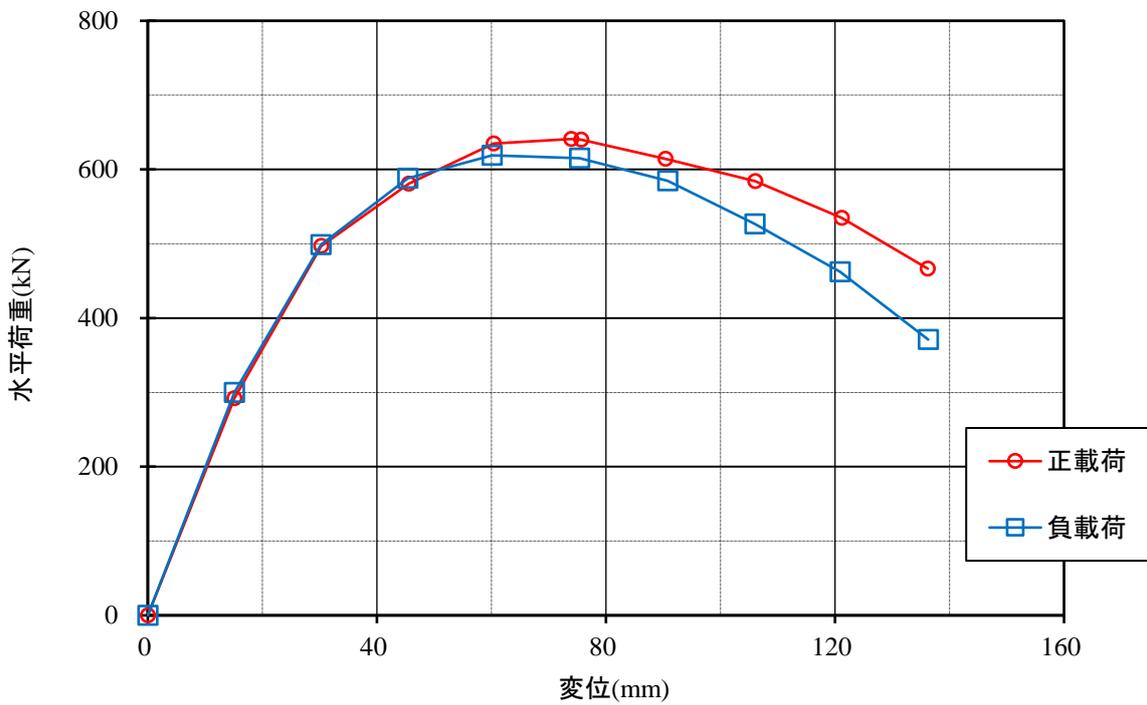


図 4-9-32 Model-7 供試体 水平荷重と水平変位関係に対する包絡線

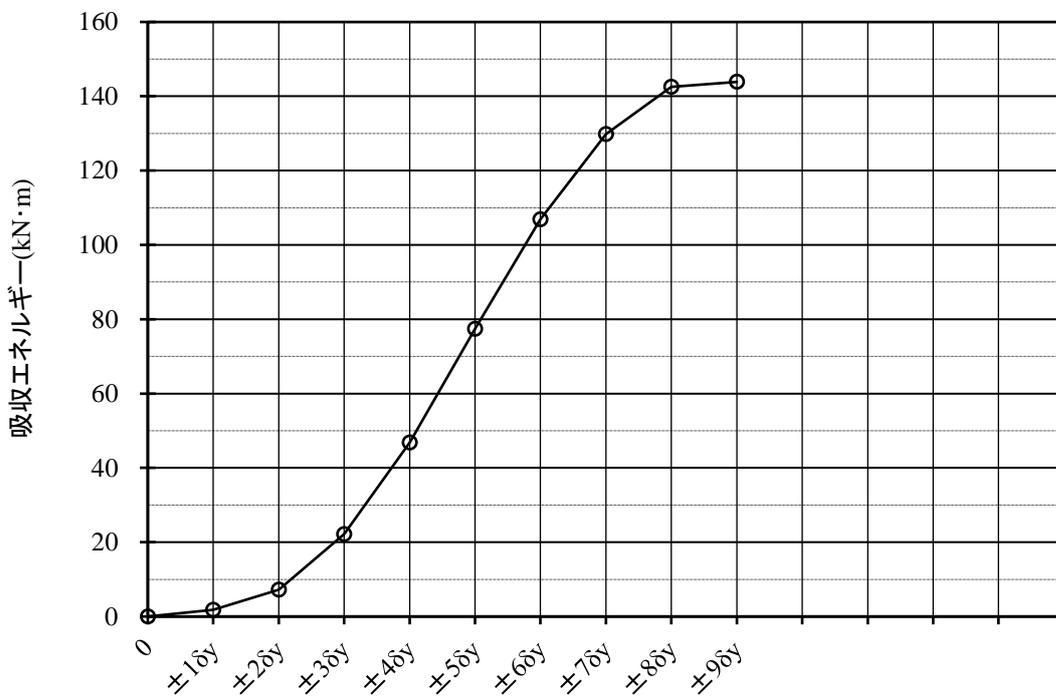


図 4-9-33 Model-7 供試体 各サイクルにおけるエネルギー吸収量

図 4-9-34 にフランジ 2 面における充填コンクリートの損傷深さの分布図を、写真 4-9-24 に損傷コンクリート除去後の状況写真を示す。

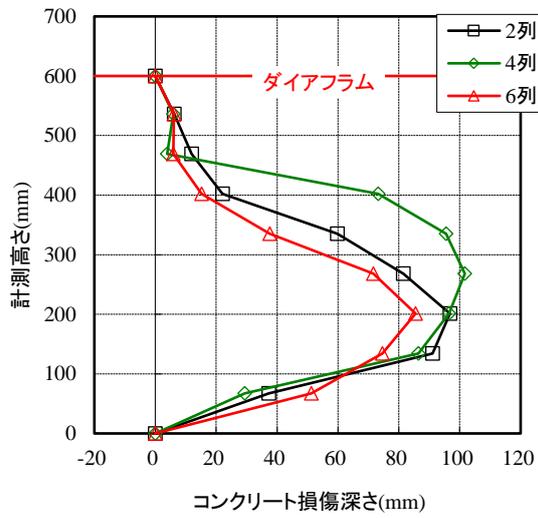


図 4-9-34 Model-7 供試体フランジ 2 面
充填コンクリート損傷深さ分布



写真 4-9-24 Model-7 供試体
ウェブ 3 面, フランジ 2 面

4.10 考察

4.10.1 細長比パラメータ ($\bar{\lambda}$) の影響について

軸力比 (N/N_{sy}) の値が 0.2 で $\bar{\lambda}$ が異なる供試体 (model1, model2, model3) の正側載荷時に圧縮側になるフランジの基部における最大水平荷重時以降のパネルセンターラインの面外変形量の推移, 実験終了後に鋼板を外して確認した充填コンクリートの損傷深さ, 最大水平荷重時および実験終了時の同フランジの変形状況を図 4-10-1, 図 4-10-2, 図 4-10-3 に示す. どの供試体でも面外変形量が増大していることが確認できる. これより, どの供試体も供試体基部付近で若干のき裂が生じているが, ほぼ面外変形と共に水平荷重が低下しており, 水平荷重の低下はほぼ基部におけるパネルの座屈により決まっていると考えられる. ただし, model1 の $+6\delta_{sy}$ における水平荷重の最大値付近で, 図 4-10-4 に示すようにフランジ基部においてき裂が大きく進展しており, この荷重低下はき裂によるものとする. また, 実験終了時の充填コンクリートの損傷深さは, 実験終了時のパネルの座屈変形の分布と形状が近いことが確認できる.

最大水平荷重時の水平荷重と水平変位の関係を示す履歴ループ (以降, ループと称す.) 以降のループ間の面外変形の増加量を比較すると, model1 ($\bar{\lambda} = 0.6$) > model2 ($\bar{\lambda} = 0.4$) > model3 ($\bar{\lambda} = 0.2$) となっており, $\bar{\lambda}$ が大きくなるほど面外変形が進みやすいことが確認できる. また, パネルセンターラインの座屈変形量には表れていないが, model2, model3 では基部でリブ間の座屈も生じていることを確認している.

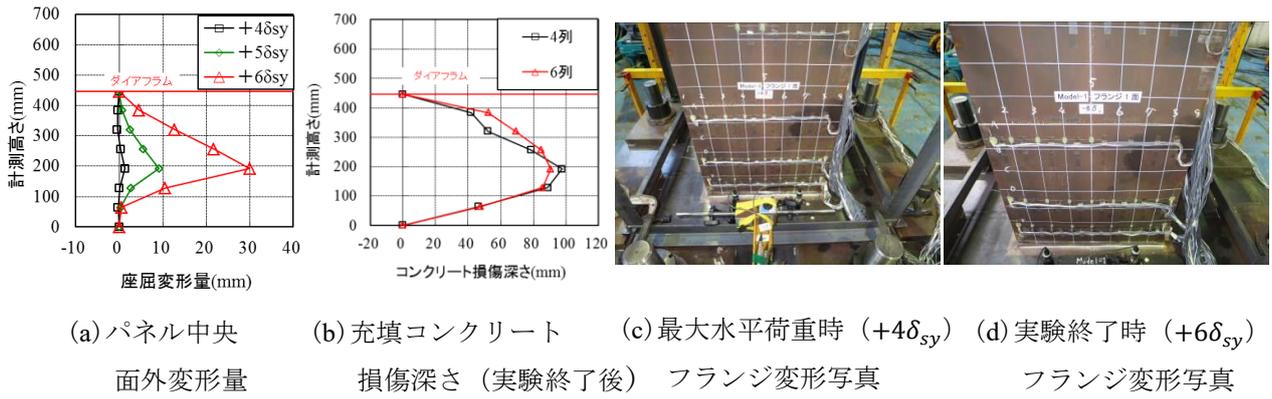


図 4-10-1 model1 ($\bar{\lambda} = 0.6$) フランジパネル損傷状況

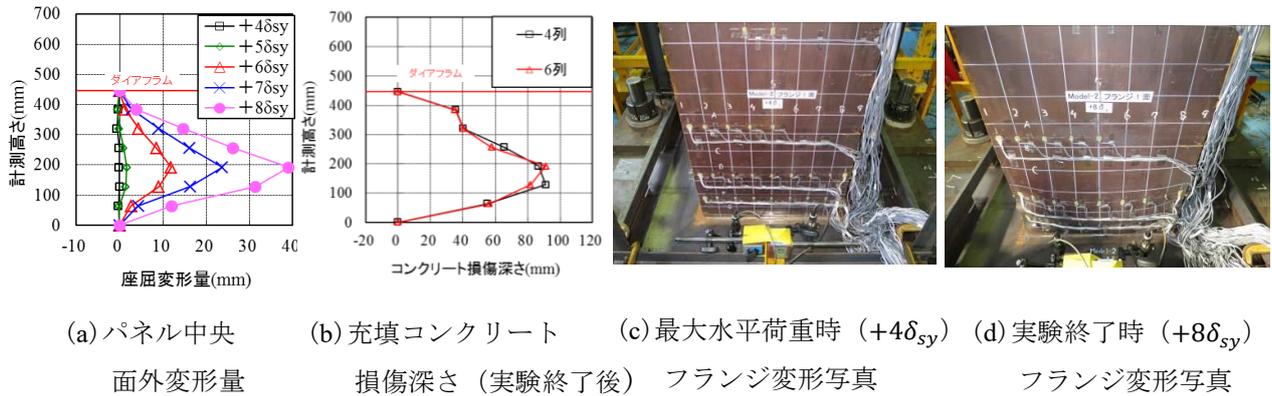


図 4-10-2 model2 ($\bar{\lambda} = 0.4$) フランジパネル損傷状況

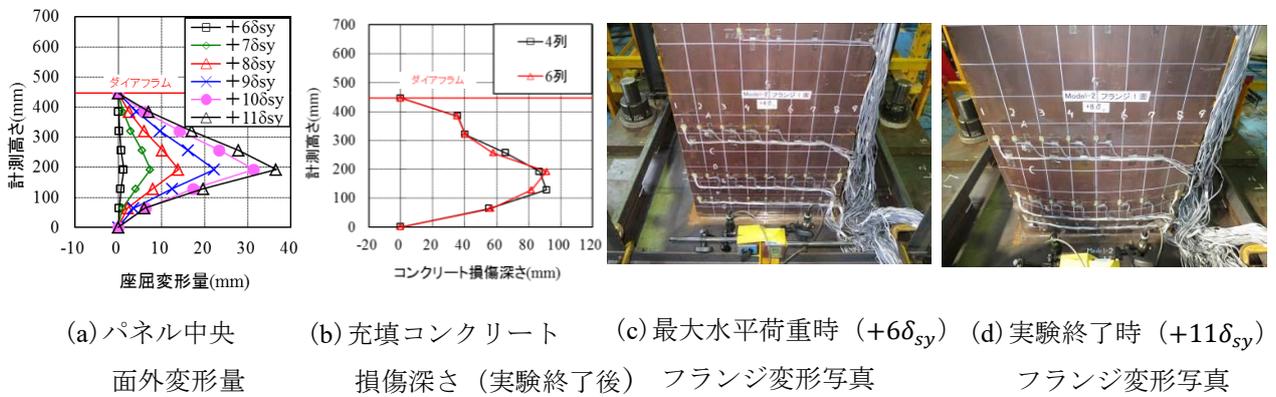


図 4-10-3 model3 ($\bar{\lambda} = 0.2$) フランジパネル損傷状況

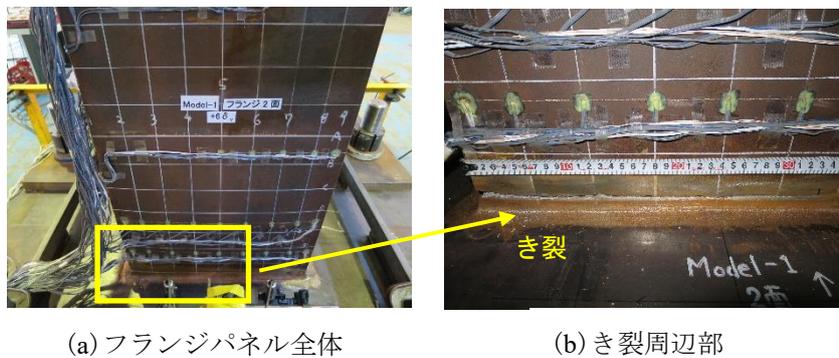
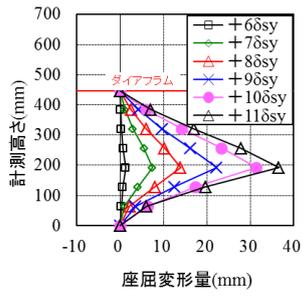


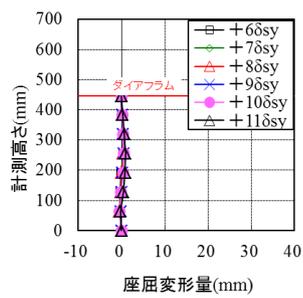
図 4-10-4 model1 フランジに生じたき裂 (+6 δ_{sy})

4.10.2 軸力比 (N/N_{sy}) の影響について

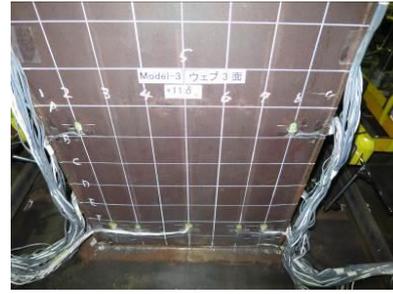
$\bar{\lambda} = 0.25$ で N/N_{sy} が異なる供試体 (model3, model5) の正側載荷時に圧縮側になるフランジ, ウェブの基部における最大水平荷重時以降のパネルセンターラインの面外変形量の推移, 最大水平荷重時および実験終了時の同ウェブの変形状況を図 4-10-5, 図 4-10-6 に示す. 両供試体ともに, 実験終了時はほぼ同じ水平荷重まで荷重が低下しているが, ウェブの面外変形量が全く異なることが確認できる. また, 変形状況の写真より model5 はパネル座屈と共にパネル基部においてリブ間座屈を生じていることが確認できる. また, model3, model5 の水平荷重-鉛直変位関係を図 4-10-7 に示す. model5 は水平荷重-水平変位関係も併記し, 図中に $+11\delta_{sy} \sim -11\delta_{sy}$ のループを赤で示す. model5 は $+11\delta_{sy}$ の辺りから鉛直変位が顕著に増加していることが確認できる. この二つの供試体 (model3, model5) は同一形状であるが, 異なる N/N_{sy} により, 異なる鉛直荷重を固定して載荷しているため, N/N_{sy} が大きい model5 はフランジが鉛直荷重を負担できなくなり, これらの現象が生じていると考えられる. よって, 鉛直荷重が大きく発生する可能性のある場合, フランジだけでなくウェブの補剛も重要である.



(a) フランジパネル中央
面外変形量

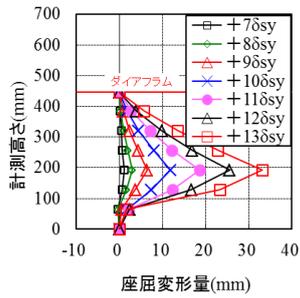


(b) ウェブパネル中央
面外変形量

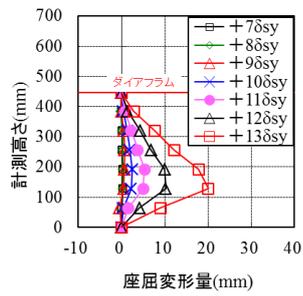


(c) 実験終了時 (+11 δ_{sy})
ウェブ変形写真

図 4-10-5 model3 ウェブパネル損傷状況



(a) フランジパネル中央
面外変形量

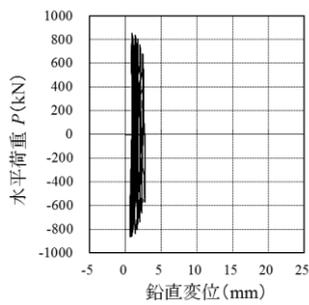


(b) ウェブパネル中央
面外変形量

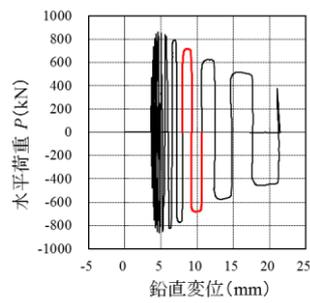


(c) 実験終了時 (+13 δ_{sy})
ウェブ変形写真

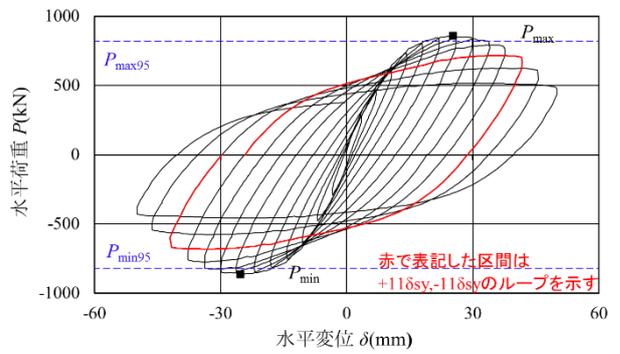
図 4-10-6 model5 ウェブパネル損傷状況



(a) model3 鉛直変位



(b) model5 鉛直変位



(c) model5 水平荷重-水平変位関係

図 4-10-7 鉛直変位量比較 (model3,model5)

4.10.3 包絡線の比較

(1) 無次元化について

各供試体に生じている水平荷重-水平変位を比較するに当たり、それぞれの材料試験結果により得られた材料特性で評価した合成断面としての降伏水平荷重 (P_y)、降伏水平変位 (δ_y) により無次元化する。

(2) 細長比パラメータ ($\bar{\lambda}$) の影響について

軸力比 (N/N_{sy}) の値が0.2で $\bar{\lambda}$ が異なる供試体 (model1, model2, model3) の包絡線の比較を図4-10-8に、 $N/N_{sy} = 0.5$ で $\bar{\lambda}$ が異なる供試体 (model4, model5) の包絡線の比較を図4-10-9に示す。 $\bar{\lambda}$ の増加と共に、最大水平荷重/降伏水平荷重 (P_{max}/P_y)、最大水平荷重時変位/降伏水平変位 (δ_{max}/δ_y) が減少傾向にあり、最大水平荷重以降の劣化勾配が急になっていることが確認できる。これらは N/N_{sy} が高いほうが顕著に確認できる。

(3) 軸力比 (N/N_{sy}) の影響について

$\bar{\lambda} = 0.25$ で N/N_{sy} が異なる供試体 (model3, model5) の包絡線を図4-10-10、 $\bar{\lambda} = 0.4$ で N/N_{sy} が異なる供試体 (model2, model4) の包絡線を図4-10-11に示す。 N/N_{sy} の増加と共に、最大水平荷重以降の劣化勾配が急になっていることが確認できる。

(4) 供試体の板厚の影響について

$\bar{\lambda}$ 、 N/N_{sy} が同一のパラメータで板厚が異なる供試体 (model2, model7) の包絡線の比較を図4-10-12に示す。一般的にフランジのサブパネル数 n_F が多くなると強度が低下する傾向にあり、今回の結果はその傾向を示している。しかし、最大耐力の差は6%であり、フランジの板厚を4.5 mmにした影響は少ないと考える。

(5) 変形性能について

いずれの無次元化したグラフにおいて、変形性能は降伏変位の2倍程度を有していることが確認できる。

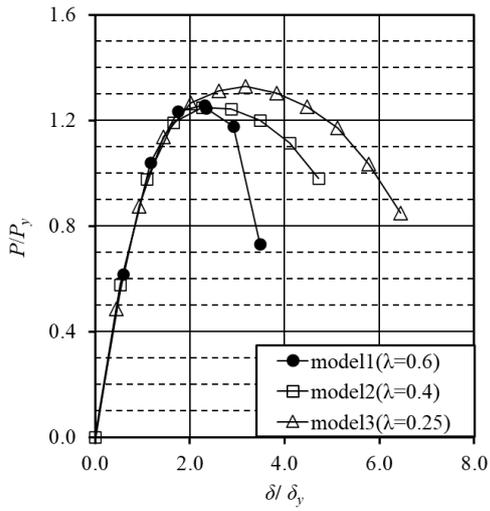


図 4-10-8 $\bar{\lambda}$ について包絡線比較

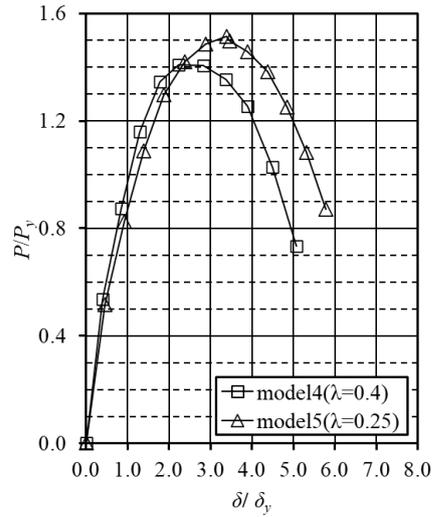


図 4-10-9 $\bar{\lambda}$ について包絡線比較

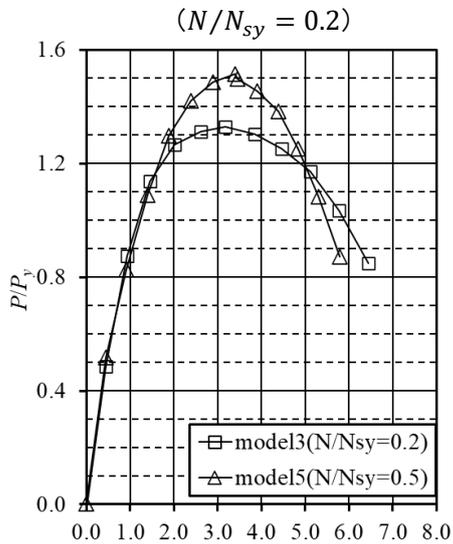


図 4-10-10 N/N_{sy} について包絡線比較
($\bar{\lambda} = 0.25$)

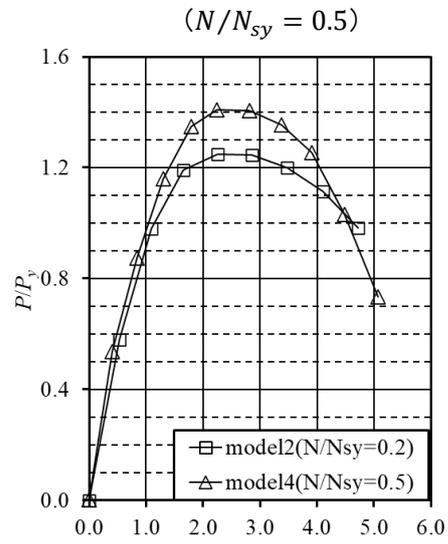


図 4-10-11 N/N_{sy} について包絡線比較
($\bar{\lambda} = 0.4$)

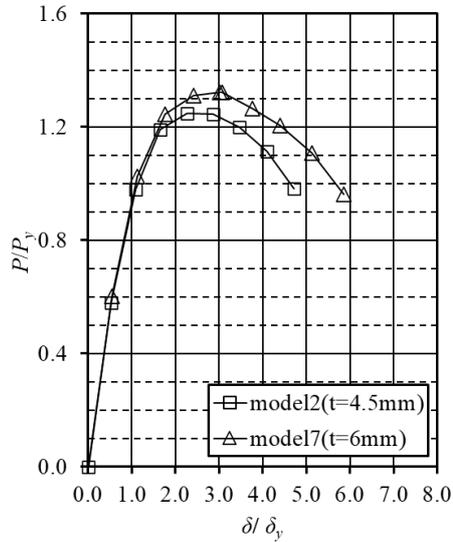


図 4-10-12 供試体板厚の影響

4.10.4 軸力変動の影響について

軸力変動供試体 (model6) と同一形状 ($\bar{\lambda} = 0.25$) で一定軸力の供試体 (model3 $N/N_{sy} = 0.2$, model5 $N/N_{sy} = 0.5$) の包絡線の比較を図 4-10-13 に示す。model6 は 4.7.2 に示す式で鉛直荷重を変動させるため、水平力に対する N/N_{sy} を破線で図 4-10-13 に示す。model3, model5 が最大水平荷重 (P_{max}) まで履歴に差がないこともあるが、model6 は P_{max} までは他の供試体とほぼ同じ履歴となっていることが確認できる。また、model6 は水平荷重の低下に応じて、鉛直荷重の N/N_{sy} も低下させているため、model6 の劣化勾配は、 P_{max} 直後は model5 の履歴に近いが、 $P(N/N_{sy})$ の低下に伴い model3 の履歴に近くなることが確認できる。軸力変動の検討を 1 ケースしか実施していないため今後もデータ収集も必要だが、これより軸力変動を受ける部材の変形性能の評価の際には、最大軸力を固定軸力とした部材の性能で安全側に評価できる可能性があると考えられる。

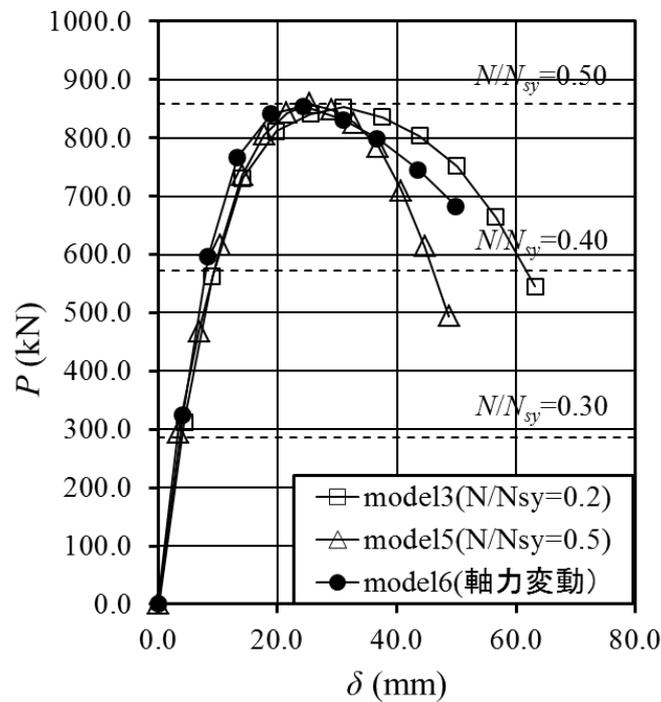


図 4-10-13 軸力変動の影響

4.11 実験結果の解析ツールによる比較

(1) はじめに

実験により得られた水平荷重 - 水平変位関係を、道路橋示方書V耐震設計編で許容値が設定されているM- ϕ 関係による骨組みモデル、耐震設計で頻繁に使用されているファイバーモデルにより評価し、その得られる圧縮縁のひずみ（曲率により算出される圧縮ひずみ、ファイバー要素の圧縮縁のひずみ）を確認する。

なお、ファイバーモデルにより以下の条件で解析した時の評価を確認する。

- ・設計で通常なされている要素分割，公称材料強度に従う。
- ・設計で通常なされている要素分割，実材料強度に従う。
- ・文献12)で提案されている要素分割，実材料強度に従う。

また、M- Φ モデルにより以下の条件で解析した時の評価を確認する。

- ・設計で通常なされている要素分割，実材料強度に従う。

(2) 鋼製橋脚の限界状態

鋼製橋脚の正負交番載荷試験における変形性能評価に用いる限界状態の設定手法はいくつか提案されている。本論文においては、下記の理由により限界状態を仮定した。

- ・既往の研究^{4),7)}と比較を行うために、限界状態の設定は同じとし、最大水平荷重時を限界状態とした。
- ・安全側に変形性能を評価するために、局部座屈の影響をほとんど受けない安定して再現できる点を限界状態として設定した。

(3) 許容変位 δ_a

既往の研究⁷⁾と同様に許容変位を算出した。鋼製橋脚の変位の算出には、式(4-5)のようにベルヌーイ・オイラーの梁理論に基づき算出することが一般的である。しかしながら、正負交番載荷試験から得られる水平荷重-水平変位の履歴曲線から得られる実験の初期勾配は、せん断変形等の影響により、ベルヌーイ・オイラーの梁理論から算出される初期勾配より小さいことが既往の研究⁷⁾で確認されている。そこで、降伏変位 δ_{yE} が δ_{yT} に等しくなるように包絡線を平行移動させた場合の δ_m を式(4-9)により求め、それを許容変位 δ_a と定義した。

$$\delta_a = \delta_m - P_{max}/P_{yM}(\delta_{yE} - \delta_{yT}) \quad (4-9)$$

ここで P_{max} は正負交番載荷試験から得られる最大水平荷重、 P_{yM} は鋼材の板厚中心の引張応力が材料試験値の降伏応力に達する時の水平荷重、 δ_{yE} は実験の初期勾配から算出される P_{yM} に対する降伏変位、 δ_{yT} はベルヌーイ・オイラーの梁理論に基づく降伏変位とする。

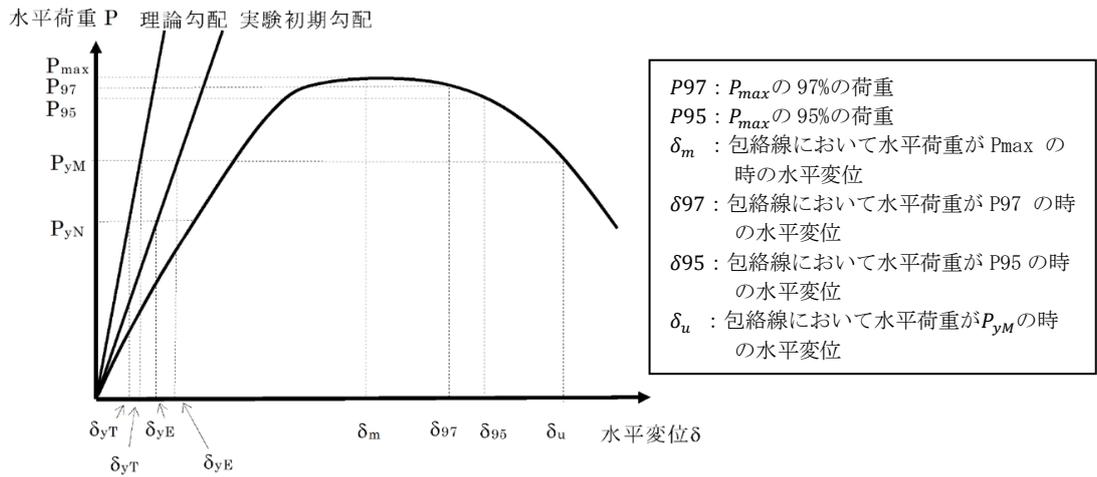


図 4-11-1 包絡線の理論と実験における初期勾配の違い

(4) M - Φモデルを用いた圧縮ひずみの算出

M - Φ関係の設定手順は既往の研究⁷⁾と同様とした。なお、M - Φ関係の設定に当たり、下記を仮定している。

- ・平面保持の仮定が成立する。
- ・軸力は鋼断面およびコンクリート断面に作用する。
- ・幾何学的非線形の影響は無視する。
- ・変位の算出は曲げ変形のみを考慮したベルヌーイ・オイラーの梁理論に基づき算出する。

上記により算出した圧縮ひずみを表 4-11-1 に示す。

(5) 解析ツールの比較

ファイバーモデルで計算した場合と M - Φモデルの比較を行った。表 4-11-1 に比較結果を示す。比較の結果、ファイバーモデルでのモデル化の定義自体が SM570 に対してないため、検討の余地があるが、提案されている評価領域での評価では M-φ で求めた圧縮ひずみにに対して安全側になっていることが確認できる。ただし、詳細に整理を行うには、今後も検討が必要であると考える。

表 4-11-1 各モデル化手法の最大水平荷重時変位の際の圧縮縁のひずみの比較

解析ツール	ファイバー						M-Φ	比較			
	設計で通常行う手法			文献12の提案手法			設計で通常行う手法				
要素分割	公称値		試験値				試験値				
材料強度											
ひずみ抽出位置	柱基部	評価領域	①柱基部	②評価領域	③柱基部	④評価領域	⑤柱基部	①/⑤	②/⑤	③/⑤	④/⑤
Model1	-0.0249	-0.0107	-0.0198	-0.0091	-0.0254	-0.0096	-0.0113	1.75	0.81	2.25	0.85
Model2	-0.0188	-0.0058	-0.0156	-0.0056	-0.0202	-0.0070	-0.0156	1.00	0.36	1.29	0.45
Model3	-0.0242	-0.0080	-0.0217	-0.0072	-0.0281	-0.0078	-0.0185	1.17	0.39	1.52	0.42
Model4	-0.0203	-0.0065	-0.0180	-0.0065	-0.0233	-0.0077	-0.0106	1.70	0.61	2.20	0.73
Model5	-0.0264	-0.0090	-0.0253	-0.0084	-0.0321	-0.0087	-0.0179	1.41	0.47	1.79	0.49
Model7	-0.0250	-0.0109	-0.0290	-0.0108	-0.0246	-0.0102	-0.0203	1.43	0.53	1.21	0.50

(6) 最大水平荷重時の圧縮縁のひずみの整理と既往の軟鋼の試験結果との比較

今回の試験で得られた試験結果と、既往の知見^{4),7)}で得られた軟鋼のコンクリート充填柱の正負交番荷重の試験結果との比較を表 4-12-2 に示す。実験値の値を使って、最大水平荷重を降伏水平荷重で除した値 (P_{max}/P_y) と許容水平変位を降伏水平変位で除した値 (δ_a/δ_y) をそれぞれ算出した。 $\bar{\lambda}$ が一般的($N/N_y=0.15, 0.20$, $\bar{\lambda}=0.25$)かつ R_R と R_F の値が文献 6) と本実験で同程度の試験結果を緑で着色する。軟鋼の供試体 M-6, No.26 と SM570 の供試体 Model-3 を比較した場合、最大水平荷重時の最大水平荷重を降伏水平荷重で除した値 (P_{max}/P_y) はほぼ同程度であることが確認できる。しかしながら、許容水平変位を降伏水平変位で除した値 (δ_a/δ_y) は SM570 の供試体 Model-3 の値が小さく、軟鋼と比較すると高張力鋼は変形性能を有していないことが確認できる。

表 4-12-2 最大水平荷重時の水平変位

	供試体名	断面形状	材料強度				供試体諸元						実験値				無次元化	
			鋼材	$\sigma_y(N/mm^2)$	ϵ_y	$\sigma_{ck}(N/mm^2)$	N/N_y	$\bar{\lambda}$	R_R	R_F	γ_l/γ_l^*	$P_{max}(KN)$	$P_y(KN)$	$\delta_m(m)$	$\delta_y(m)$	P_{max}/P_y	δ_m/δ_y	
文献 3	N-1	正方形	SM490	364	0.0018	-22.6	0.15	0.259	0.497	0.274	3.477	2245	1148	0.089	0.013	1.96	6.74	
	N-2	正方形	SM490	364	0.0018	-23.0	0.15	0.264	0.497	0.274	3.621	2407	1265	0.086	0.014	1.90	6.10	
文献 6	M-5	正方形	SM490	351	0.0017	-30.4	0.15	0.251	0.651	0.846	0.550	1971	1330	0.075	0.012	1.48	6.25	
	M-6	正方形	SM490	365	0.0018	-28.5	0.15	0.257	0.664	0.621	1.160	1902	1431	0.085	0.017	1.33	5.00	
	No.26	正方形	SM490	404	0.0020	-23.8	0.15	0.271	0.582	0.608	0.914	1883	1442	0.070	0.020	1.31	3.50	
	No.27	正方形	SM490	382	0.0019	-20.2	0.15	0.261	0.680	0.883	0.914	2089	1494	0.056	0.015	1.40	3.73	
	K1	正方形	SM490	369	0.0018	-16.2	0.15	0.233	0.556	0.581	-	2148	1460	0.063	0.018	1.47	3.50	
	K2	正方形	SM490	369	0.0018	-24.8	0.15	0.233	0.556	0.581	-	2206	1476	0.071	0.021	1.49	3.38	
	A3RS	正方形	SM490	419	0.0020	-16.1	0.15	0.346	0.461	0.558	-	981	655	0.081	0.023	1.50	3.52	
	A3RN	正方形	SM490	423	0.0021	-17.3	0.15	0.348	0.463	0.561	-	951	662	0.081	0.023	1.44	3.52	
本実験	Model-1	正方形	SM570	546	0.0027	-20.2	0.20	0.601	0.650	0.550	1.420	347	277	0.139	0.060	1.25	2.31	
	Model-2	正方形	SM570	546	0.0027	-21.9	0.20	0.400	0.650	0.550	1.420	504	403	0.056	0.025	1.25	2.23	
	Model-3	正方形	SM570	546	0.0027	-21.6	0.20	0.250	0.650	0.550	1.420	866	643	0.025	0.010	1.35	2.60	
	Model-4	正方形	SM570	546	0.0027	-21.2	0.20	0.400	0.650	0.550	1.420	499	354	0.042	0.019	1.41	2.24	
	Model-5	正方形	SM570	546	0.0027	-21.0	0.20	0.250	0.650	0.550	1.420	862	567	0.025	0.007	1.52	3.38	
	Model-6	正方形	SM570	546	0.0027	-21.0	0.20	0.250	0.650	0.550	1.420	862	567	0.025	0.007	1.52	3.38	
	Model-7	正方形	SM570	546	0.0027	-20.4	0.20	0.400	0.650	0.550	1.420	641	485	0.068	0.022	1.32	3.02	

4.12 まとめ

SM570 を使用した鋼製橋脚の塑性域の変形性能に関する基礎的データを収集するため、コンクリートを充填した SM570 の矩形断面鋼製橋脚をモデル化した供試体の正負交番載荷実験を行った。得られた結論を下記に示す。ただし、SM570 の実験等による変形性能確認の知見はまだ少ないため、今後もデータ収集が必要であると考える。

- 実験では、道路橋示方書Vのコンクリートを充填した鋼製橋脚と同程度のパラメータの供試体の正負交番載荷試験を行った。その結果、最大水平荷重は基部パネルの座屈耐力によるものであった。最大水平荷重後の座屈挙動の際に、橋脚基部にき裂が生じることにより荷重低下を起こした供試体もあった。しかし、最大水平荷重は座屈耐力によることは過去の SM490 を主体とする実験結果と大きくは変わらなかった。
- 合成断面で評価した場合の降伏変位の2倍程度、変形性能があることを確認した。
- 同一断面の供試体の部材長を長くした場合、最大水平荷重/降伏水平荷重、最大水平荷重時変位/降伏水平変位が減少傾向にあり、最大水平荷重以降の劣化勾配が急になっていることが確認できる。これらは軸力比が高いほうが顕著となっている。
- 同一断面、部材長の供試体に対して軸力比を増加させた場合、最大水平荷重以降の劣化勾配が急になっていることが確認できる。また、軸力比が高い場合、最終的にはウェブ断面も軸力に対して抵抗力を失うため、高軸力比に部材にはウェブの補剛も重要となる。
- 最大水平荷重を降伏水平荷重で除した値 (P_{max}/P_y) は、既往研究で報告されている軟鋼とほぼ同程度であることが確認できる。しかし、許容水平変位を降伏水平変位で除した値 (δ_a/δ_y) は SM570 の値が軟鋼と比べて小さく、高張力鋼が変形性能を有していないことを確認した。

参考文献

- 1) 神田信也, 松原拓朗, 田島仁志, 奥井義昭, 志治謙一, 岡田誠司: SM570 を使用したコンクリート充填鋼製橋脚の地震時変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.222-230, 2018.
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 4) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, (社) 鋼材倶楽部, (社) 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)~(VIII), (総括編), 1997~1999.
- 5) 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-176, 1994.
- 6) 田嶋仁志, 半野久光, 池田茂, 興守: 矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1251-1258, 1998.
- 7) 小野潔, 西村宣男, 高橋実, 野中哲也, 坂本佳子: コンクリートを充填した鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.193-202, 2002.
- 8) Kiyoshi Ono, Mitsuyoshi Akiyama, Hideki Imanishi and Seiji Okada: Seismic Performance of concrete filled Steel Bridge Piers under High Compressive Axial Force, Proceedings of 28th US-Japan Bridge Engineering Workshop, November 2012.
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 10) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 11) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2012.
- 12) 後藤ら: ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上, JSSCテクニカルレポートNo.93, 2011.

5 弾塑性有限要素によるパラメトリック解析

5.1 はじめに

道路橋示方書において、軟鋼における鋼製橋脚の耐震性能の評価手法は、一連の正負交番載荷実験結果をまとめられたものである。高張力鋼（SM570）も同様に、一連の正負交番載荷実験を行うことで評価手法を提案することは可能であるが、軟鋼に比べ高張力鋼（SM570）を適用した鋼製橋脚の数が全国的に少ないため、正負交番載荷実験に対する費用対効果が低いと考えられる。一方、近年における構造解析技術の進歩が著しく、コンクリートを充填した鋼製橋脚基部の変形性能を評価する解析手法が数多く研究されており、正負交番載荷実験の代替えになる可能性がある。そこで、高張力鋼（SM570）を用いた鋼製橋脚の変形性能を、実物大のモデルを用いてパラメトリック解析を行い4章の正負交番載荷実験結果を補完することで、耐震性能の評価手法を検討する。

5.2 解析手法の開発

4章の正負交番載荷実験結果は、SM570材による鋼製橋脚の耐震性能を評価する重要なベンチマークとなりうるが、塑性化を許容した耐震性能照査法を提示するには、さらに、パラメトリックに広範な橋脚の変形性能を把握する必要がある。しかしながら、広範囲の変形性能を載荷実験のみで把握することは限界があるため、後藤らは実験に代わる精度の良い解析モデルの開発¹⁾を行った。開発した解析モデルの基本概念はSS400材、SM490材によるコンクリート充填柱を対象とした解析モデルとして後藤らが開発したもの²⁾⁷⁾に基づいている。このモデルでは、鋼部材には鋼材の繰返し構成則として三曲面モデル⁸⁾¹¹⁾を導入した厚肉シェル要素を用い、充填コンクリートには損傷塑性モデルと仮想ひび割れモデルを併用している。解析モデルのキャリブレーションは4章の載荷実験結果を用いて行い精度を確認している。

この開発した解析手法を用い、変形性能に影響する補剛材パラメータ、軸力比、細長比パラメータを勘案して、パラメトリックに解析を行う。

5.3 検討する鋼製橋脚

解析モデルは実物大の鋼製橋脚を想定し、断面幅は首都高速道路の鋼製橋脚として一般的な断面幅 $b=2\text{m}$ と設定した。幅厚比パラメータ R_R は4章の正負交番載荷実験に適用した0.65とし、変動させる構造パラメータは、幅厚比パラメータ R_F 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ とし、それぞれ変動させてモデルを設定した。なお、縦リブ本数は3本（パネル数は4とする。）、縦リブの幅厚比パラメータ $R_S=0.7$ 、フランジ（またはウェブ）パネルのアスペクト比 $a/b=0.75$ で固定している。

変形性能に影響を与えることを確認している軸力比 N/N_{sy} は、単柱と軸力変動を生じるラーメン構造を勘案して設定した。 N_{sy} の定義を式(5-1)に示す。

$$N_{sy} = \sigma_{yM} \times A_s \quad (5-1)$$

ここで、

σ_{yM} : 引張試験での降伏応力度（基準値）

A_s : 橋脚の鋼断面のみを考慮した断面積とした。

5.4 解析モデルの設定

解析モデルの設定を表 5-3-1 に示す。解析モデルは、幅厚比パラメータ R_F 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、軸力比 N/N_{sy} をそれぞれ 3 通りに変化させた 27 ケースを解析対象とした。

表 5-3-1 解析ケース

model	b(mm)	t(mm)	h_r (mm)	t_r (mm)	R_R	R_F	R_S	γ/γ^*	γ/γ_{req}	$\bar{\lambda}$	N/N_{sy}
65-65	2000	19	137	15	0.644	0.647	0.695	0.97	0.99	0.3	0.1
65-55	2000	19	149	17	0.644	0.552	0.667	1.36	1.38	0.45	0.3
65-45	2000	19	169	19	0.644	0.449	0.676	2.09	2.13	0.6	0.5

5.5 解析方法

5.5.1 鋼製橋脚のモデル化及び材料特性

鋼部材に用いる厚肉シェル要素には、後藤らが開発した解析モデル¹⁾を準用し、鋼材の繰返し塑性構成則として限界面拡大型三曲面モデルを導入した。ただし、材料特性についてはヤング率 $E=200\text{GPa}$ 、降伏応力（公称応力で $\sigma_{yN}=450\text{MPa}$ ）、引張強度（公称応力で $\sigma_{uN}=570\text{MPa}$ ）は基準値を用いるものとし、硬化域については引張試験で得られた公称応力-塑性ひずみ（工学ひずみ）関係 $\sigma_M(\epsilon^P)$ での応力を比例的に調整する。すなわち、基準値の降伏応力、引張強度に整合する公称応力-塑性ひずみ（工学ひずみ）関係 $\sigma_N(\epsilon^P)$ を式(5-2)により求め、それを真応力-塑性ひずみ（対数ひずみ）に変換して入力した。

$$\sigma_N(\epsilon^P) = \frac{\sigma_{uN} - \sigma_{yN}}{\sigma_{uM} - \sigma_{yM}} \{ \sigma_M(\epsilon_{uM}^P) - \sigma_{yM} \} + \sigma_{yN} \quad (5-2)$$

ここで、

σ_{uM} : 引張試験での引張強度（基準値）

ϵ_{uM}^P : 引張試験での最大荷重時の塑性ひずみ（工学ひずみ）

とした。

三曲面モデルで用いたパラメータを表 5-5-1 に、1 軸引張での真応力-対数ひずみ関係を図 5-5-1 に示す。これらのパラメータのうちヤング率 E 、降伏応力 σ_{yN} 、引張強度 σ_{uN} は基準値と整合するように設定した。また、限界曲面拡大型モデルに関するパラメータのうち、従来型三曲面モデルからの切り替え点 $\bar{\epsilon}_{tr}^{ep}$ での応力 σ_{tr} と応力の上限值 σ_i は、切り替え点における応力が従来型三曲面モデルと連続するように設定した。その他のパラメータについては後藤らが開発した解析モデル¹⁾と同一とした。

表 5-5-1 三曲面モデルパラメータ

$E(\text{GPa})$	$\sigma_{yN}(\text{MPa})$	$\sigma_{uN}(\text{MPa})$	ν	ϵ_{yp}	f_b/σ_y	β	κ	ρ	ζ	$\bar{\epsilon}_{tr}^{ep}$	$\sigma_{tr}(\text{MPa})$	$h_{out}^l(\text{MPa})$	$\bar{\epsilon}_i^{ep}$	$\sigma_i(\text{MPa})$
200	451	627	0.3	0.0090	0.52	606	3	6.59	1	0.0924	617	739	0.275	752

注) E : 弾性係数, σ_{yN} : 降伏棚（長さ: ϵ_{yp} ）上で平均した降伏応力, σ_{uN} : 最大引張応力, ν : 弾性域のポアソン比, f_b : 収縮した弾性域の最小値^{13)~15)}, $\beta, \kappa, \rho, \zeta$: 三曲面モデル固有のパラメータ^{13)~15)}
 なお、以下のパラメータは限界曲面拡大型三曲面モデルに関するものである。

$\bar{\epsilon}_{tr}^{ep}$, σ_{tr} : 従来型三曲面モデルからの切り替え点での有効相当塑性ひずみ, 相当応力

$\bar{\epsilon}_i^{ep}$, σ_i : 限界点での有効相当塑性ひずみ, 相当応力, h_{out}^l : 切り替え点と限界点の間の硬化係数

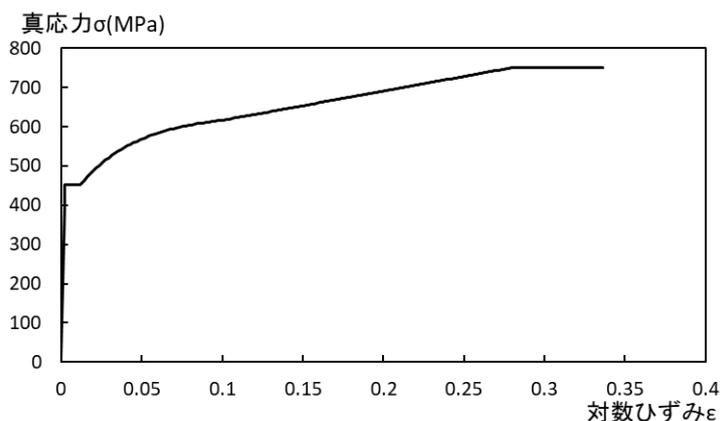


図 5-5-1 鋼材の真応力-対数ひずみ関係

5.5.2 充填コンクリートのモデル化及び材料特性

充填コンクリートを表すソリッド要素には構成則としてコンクリート損傷塑性モデルを用いた。コンクリートの圧縮挙動には軟化挙動を含むので、損傷塑性モデルの軟化域は要素サイズに依存する。しかしながら、本解析モデルの大きさは実橋に近く、コンクリート1要素あたり平均要素サイズが圧縮試験に用いるシリンダー供試体の体積と近いことから、後藤ら開発した解析¹⁾で用いた圧縮軟化での寸法効果を考慮した逆解析は実施していない。そこで、本解析モデルでは、圧縮強度を設計基準強度の18MPaとして Sakino ら¹²⁾の圧縮実験結果に基づく図 5-5-2 に示す応力-ひずみ関係を与えている。表 5-5-2 に用いた損傷塑性モデルでのパラメータを示すように、図 5-5-2 に示す応力-ひずみ関係と整合するようヤング率 E_c と圧縮強度 f'_c を調整し、その他のパラメータについては後藤ら開発した解析モデル¹⁾と同一の値を用いている。

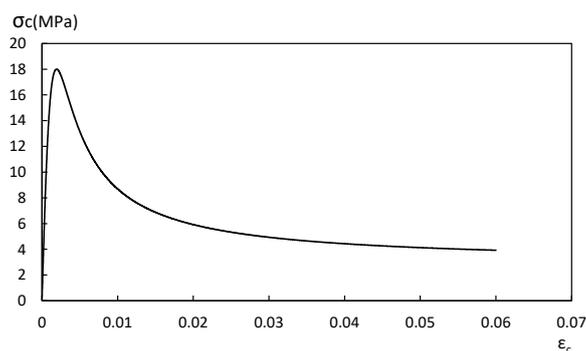


図 5-5-2 コンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

表 5-5-2 損傷塑性モデルでのパラメータ

E_c (GPa)	ν_c	f'_c (MPa)	σ_{t0} (MPa)	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}	e	ψ
19.9	0.20	18.0	1.8	0.67	1.16	0.1	30°

注) E_c : コンクリートの弾性係数, ν_c : コンクリートのポアソン比, f'_c : コンクリートの圧縮強度
 σ_{t0} : コンクリートの引張強度, K_c : 降伏曲面の形状係数,
 σ_{b0}/σ_{c0} : 初期単軸圧縮応力に対する2軸均等圧縮応力の比, e : 離心率, ψ : 膨張角

5.5.3 仮想ひび割れの導入

引張強度に達する充填コンクリートに与える水平ひびわれ（仮想ひび割れモデル）は、後藤らが開発した解析¹⁾のように载荷の進行に伴い引張強度に達したコンクリート要素部分に順次導入するのが最も厳密であるが、ひび割れを順次挿入した解析モデルで再計算を行い同定する必要がある、煩雑かつ計算量が膨大となる。そこで、コンクリート要素のすべての水平断面にあらかじめ仮想ひび割れを導入したモデルを用いて解析を行うこととした。このとき仮想ひび割れ界面には表 5-5-3 に示した接触ばねとせん断ばねを挿入した。なお、この近似モデルの精度は厳密な方法でひび割れを導入した場合と比較することで検証した。

表 5-5-3 接触ばね剛性

接触ばね (単位面積当たり, N/m ³)		せん断ばね (単位面積当たり, N/m ³)
接触	離間	
9.649×10^{10}	9.649×10^2	2.764×10^5

5.5.4 鋼材部と充填コンクリート境界面のモデル化

充填コンクリートと鋼製橋脚との界面には、後藤らが開発した解析¹⁾と同様に、パネルとの界面については乾燥収縮ひずみ 2.0×10^{-4} に相当する間隙を、また、ダイアフラム下面にはその10倍のひずみ 2.0×10^{-3} に相当する間隙を考慮した。

5.5.5 載荷方法

橋脚の鋼断面のみを考慮した降伏水平変位（鋼材の降伏応力に基準値を用いる.）を基準変位 δ_0 として、一定軸力下での水平 1 方向漸増 1 回繰り返す載荷として与える。 δ_0 の定義を式 (5-4) に、載荷した水平変位のパターンを図 5-5-3 に示す。

$$H_y = (\sigma_{yM} - N/A_s) W_s / h \quad (5-3)$$

$$\delta_0 = H_y h^3 / 3EI_s \quad (5-4)$$

ここで、

N : 鉛直荷重

W_s : 橋脚の鋼断面のみの断面係数

h : 水平荷重作用高さ

E : 弾性係数

I_s : 橋脚の鋼断面のみの断面 2 次モーメント

とした。

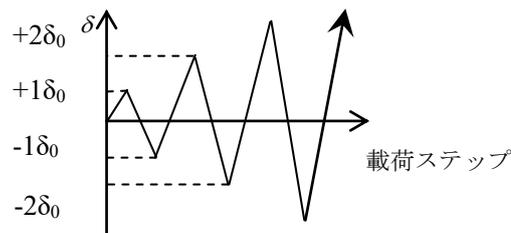
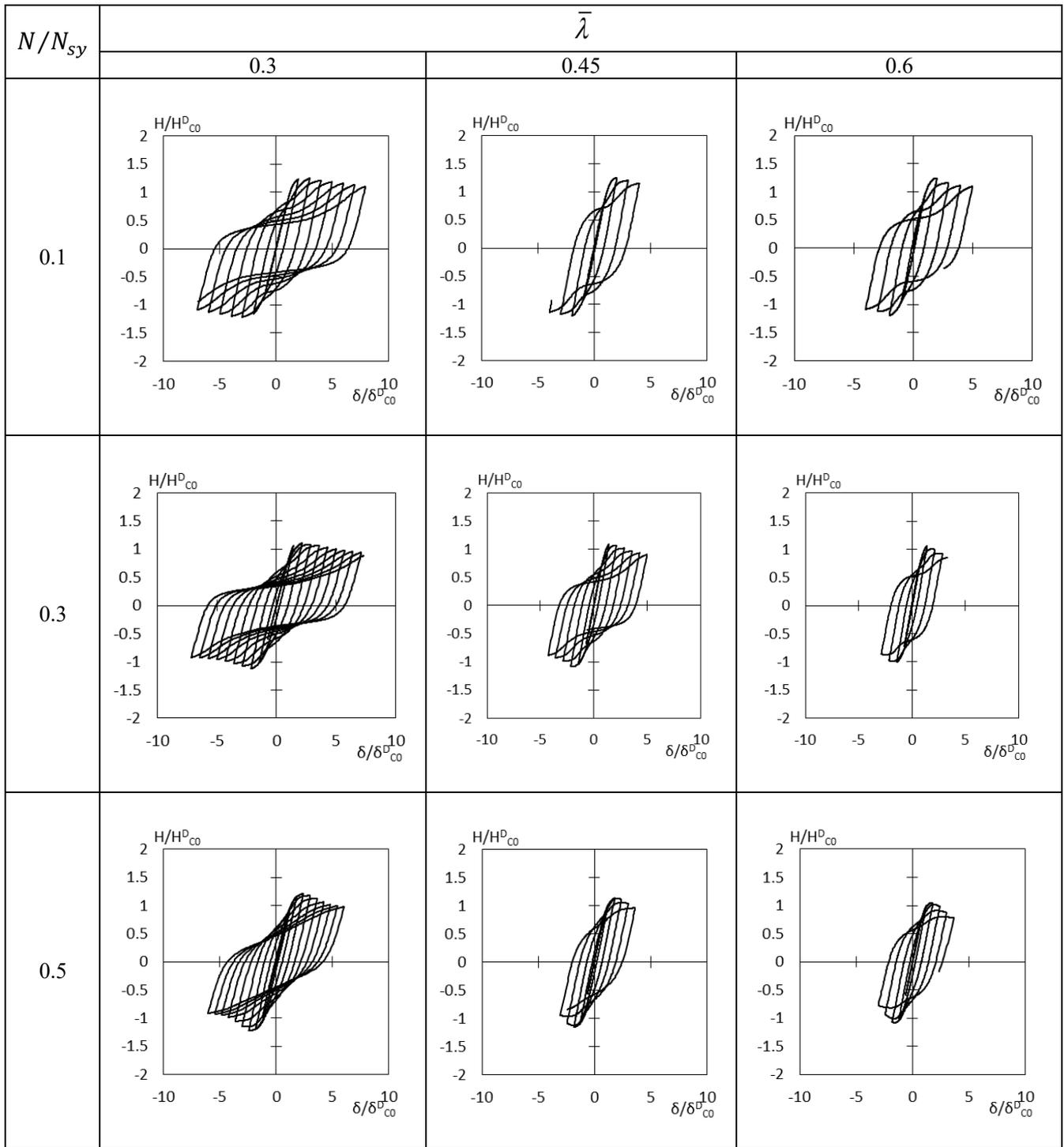


図 5-5-3 載荷した水平変位のパターン

5.6 解析結果

5.6.1 履歴挙動

解析により得られた各モデルでの履歴曲線を図 5-6-1～図 5-6-3 に示す。この図は、充填コンクリートを有効とした合成断面での鋼製橋脚の降伏水平荷重，降伏水平変位により，水平荷重，水平変位を無次元化している。この時，解析での材料の降伏強度として基準値を用いた場合は降伏水平荷重，降伏水平変位は H_{co}^D ， δ_{co}^D を用いる。解析は H_{co}^D を下回るループまで実施している。これを見ると，軸力比が低いとピンチング挙動が顕著であり，軸力比が高くなるほどその傾向が小さくなる。これは，軸力比が高いほどコンクリートに圧縮力が作用することで合成断面の挙動に近くなるものと考えられる。また，細長比パラメータが大きいほど，最大荷重点を生じたループ以降で H_{co}^D を下回るループまでの回数が少なくなっており，より早く荷重が低下することが顕著に表れている。

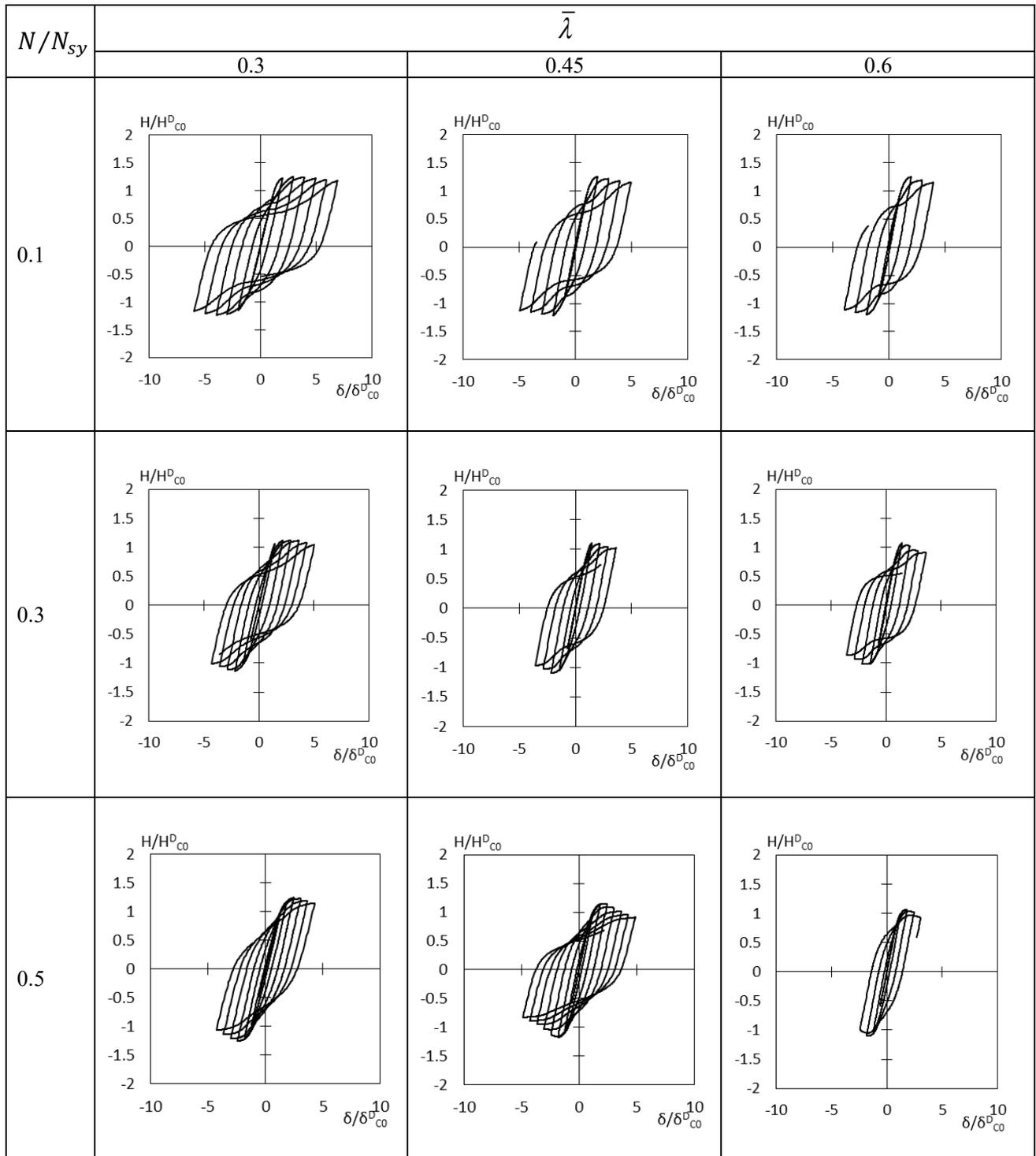


ここで

H_{C0}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{C0}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位

図 5-6-1 model65-65 履歴曲線

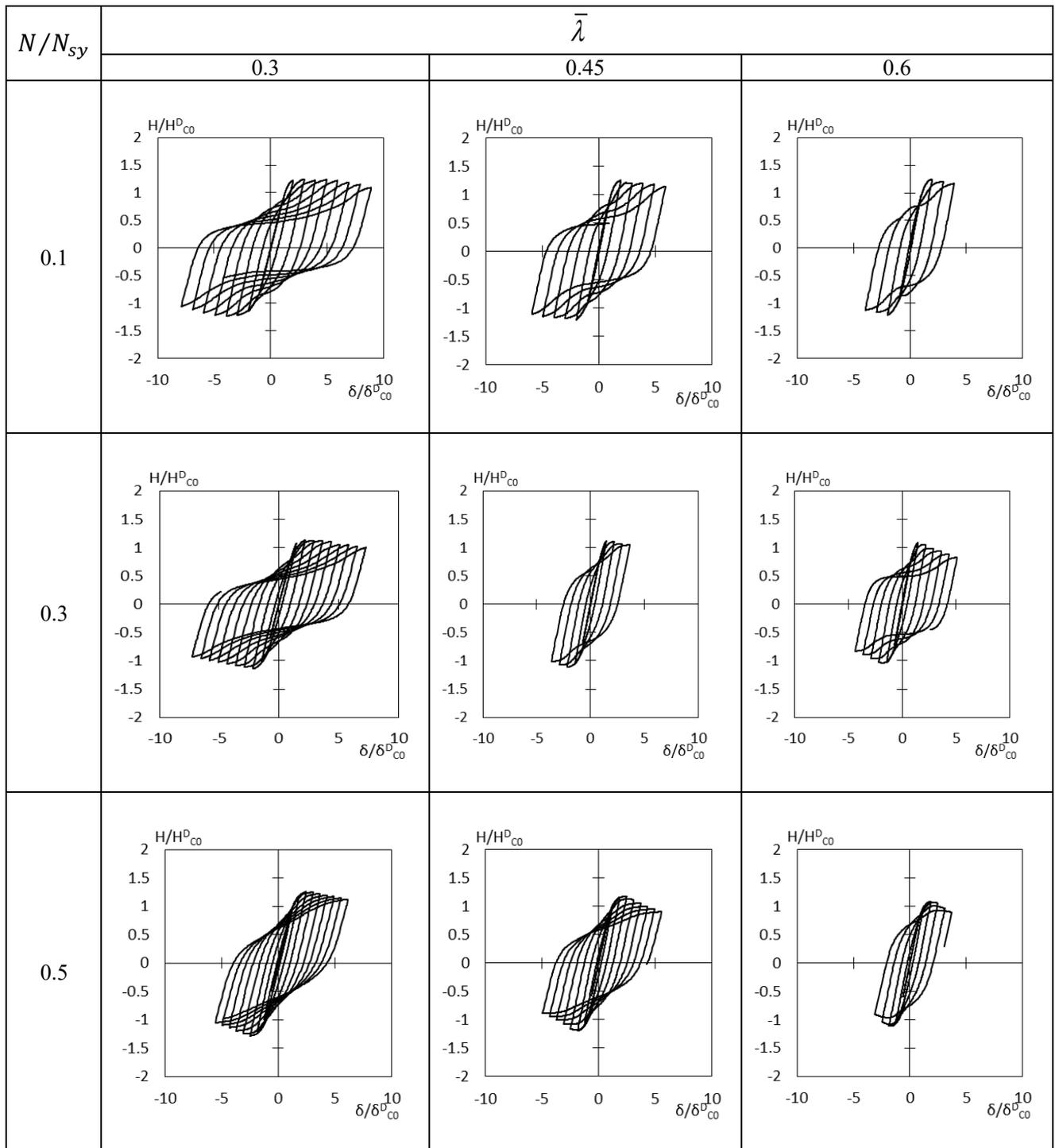


ここで

H_{Co}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{Co}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位

図 5-6-2 model65-55 履歴曲線



ここで

H_{C0}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{C0}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位

図 5-6-3 model65-45 履歴曲線

5.6.2 履歴特性

解析から得られた履歴曲線から履歴特性値（最大水平荷重 H_u ，最大水平荷重時変位 δ_u ，95%耐力時変位 δ_{95} ）を抽出し表 5-6-2 に整理した．無次元化で用いた H_{c0}^D と δ_{c0}^D はそれぞれ鋼材の降伏強度を基準値，コンクリートを設計基準強度とし，充填コンクリートを考慮した合成断面での降伏水平荷重と降伏水平変位である．4章の実験供試体に構造パラメータが近いモデルを備考に示す．3種類の R_F を持つコンクリート充填鋼製橋脚について求めた各履歴特性値と降伏軸力比 P/P_0 ，細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ ，幅厚比パラメータ R_F について整理したものを図 5-6-4～図 5-6-6 に示す．なお，これらの図では，軸力比 P/P_0 をパラメータに含んでいるため，各特性値の無次元化には軸力比を 0 とした無充填鋼製橋脚での降伏水平荷重 H_{c0}^{POD} および降伏水平変位 δ_{c0}^{POD} を用いている．

図 5-6-4 に軸力比(P/P_0)と履歴特性値の関係を示す．図より軸力比 P/P_0 の増加に対して H_u/H_{c0}^{POD} が減少する傾向にあることが確認できる．また，この傾向は， $\delta_u/\delta_{c0}^{POD}$ ， $\delta_{95}/\delta_{c0}^{POD}$ も同様である．ただし， $\delta_u/\delta_{c0}^{POD}$ については約 2.0 まで減少後，そこで下げ止まる傾向が確認できる．

図 5-6-5 に細長比パラメータ($\bar{\lambda}$)と履歴特性値の関係を示す．図より， $\bar{\lambda}$ の増加に対して H_u/H_{c0}^{POD} は減少していることが確認できる．この傾向は， $\delta_u/\delta_{c0}^{POD}$ ， $\delta_{95}/\delta_{c0}^{POD}$ も同様である．ただし， $\delta_u/\delta_{c0}^{POD}$ が約 2.0 まで減少後，そこで下げ止まる傾向が前記と同様に確認できる．

図 5-6-6 に幅厚比パラメータ(R_F)と履歴特性値の関係を示す．図より R_F の変動に対して最大水平荷重 H_u/H_{c0}^{POD} ， $\delta_u/\delta_{c0}^{POD}$ ， $\delta_{95}/\delta_{c0}^{POD}$ はほぼ変動していないことが確認できる．本解析においては， $R_R (=0.644)$ が一定値かつ R_F の異なるケースであるが，本解析のモデル化の範囲内では R_F の影響は限定的であることが確認できる．

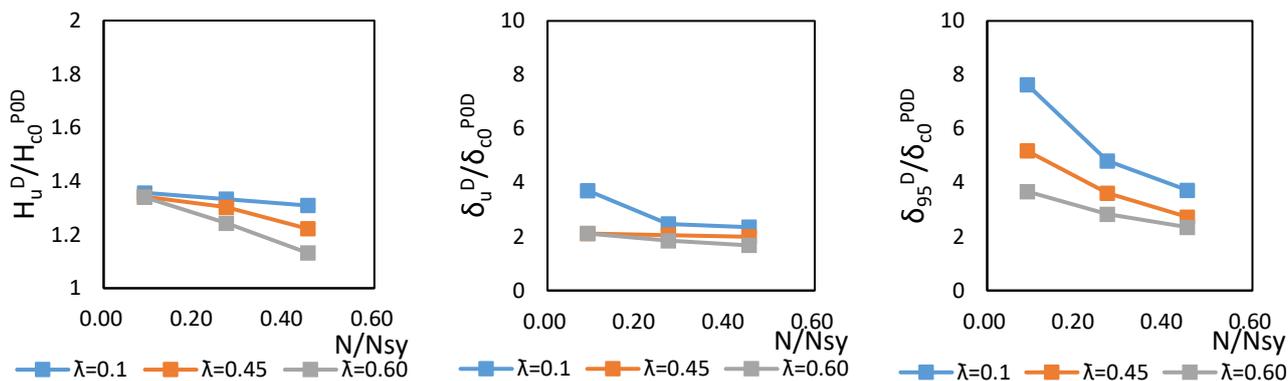
次に，表 5-6-1 に4章の model1～model5 における正負交番載荷試験結果に対して，履歴特性値 H_u^E/H_{c0}^E ， δ_u^E/δ_{c0}^E を算出した．なお，4章の履歴特性の無次元化に用いた H_{c0}^E ， δ_{c0}^E は鋼材の降伏強度及びコンクリートの圧縮強度を材料試験値，パネル板厚を設計値として求めた合成断面での水平降伏荷重と水平降伏変位である．表 5-6-1 と比較すると，本解析結果の最大荷重 H_u/H_{c0} は4章の試験結果の最大荷重($H_u^E/H_{c0}^E=1.26\sim 1.52$)の 81%～97%と小さくなっている．また，最大荷重時変位 δ_u/δ_{c0} については，4章の試験結果の最大荷重時変位 $\delta_u^E/\delta_{c0}^E=2.03\sim 3.38$ に対し，72%～96%と低下した値になっている．以上のように，鋼材の降伏強度を公称降伏強度，コンクリートの設計基準強度を用いた本解析の履歴特性値である最大水平荷重ならびに最大水平荷重時変位は，4章の構造パラメータが近い試験結果に比べて低下する傾向にある．

表 5-6-1 試験による履歴特性値

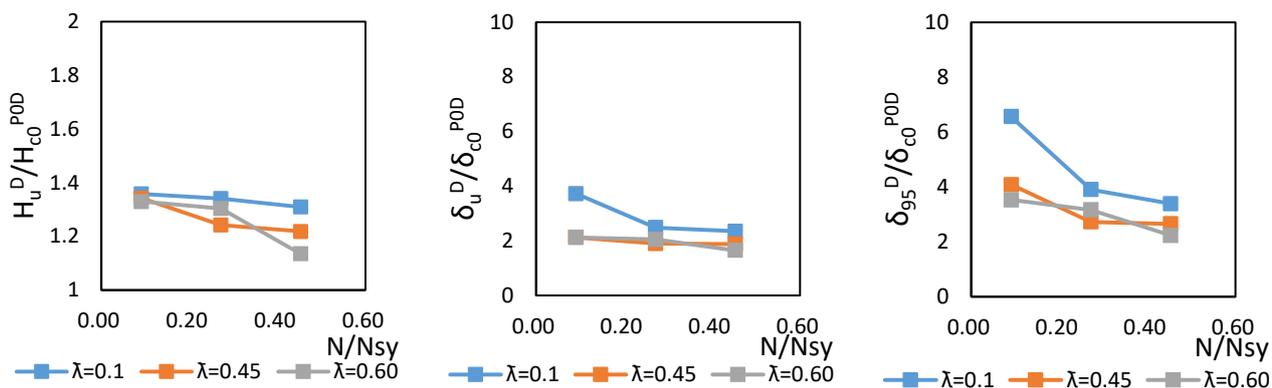
	(H_u^E/H_{c0}^E)	$(\delta_u^E/\delta_{c0}^E)$
model1	1.26	2.31
model2	1.25	2.26
model3	1.33	3.17
model4	1.30	2.03
model5	1.52	3.38

表 5-6-2 解析による履歴特性値（材料：基準値，板厚：設計値）

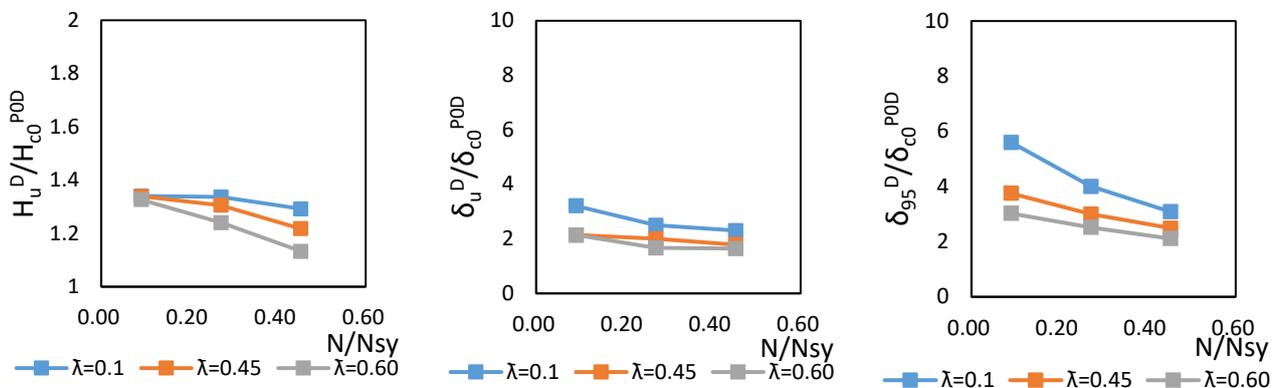
	R_R	R_F	$\bar{\lambda}$	N/N_{sy}	$\left(\frac{H_u^D}{H_{C0}^D}\right)$	$\left(\frac{\delta_u^D}{\delta_{C0}^D}\right)$	$\left(\frac{\delta_{95}^D}{\delta_{C0}^D}\right)$	備考
Model65-45	0.644	0.449	0.3	0.1	1.243	3.446	7.097	
	0.644	0.449	0.3	0.3	1.138	2.182	4.244	
	0.644	0.449	0.3	0.5	1.269	2.470	3.907	
	0.644	0.449	0.45	0.1	1.230	1.969	4.818	
	0.644	0.449	0.45	0.3	1.112	1.818	3.190	
	0.644	0.449	0.45	0.5	1.185	2.100	2.866	
	0.644	0.449	0.6	0.1	1.228	1.969	3.413	
	0.644	0.449	0.6	0.3	1.061	1.637	2.501	
	0.644	0.449	0.6	0.5	1.097	1.763	2.467	
Model65-55	0.644	0.552	0.3	0.1	1.245	3.468	6.108	実験(Model3)に近いモデル
	0.644	0.552	0.3	0.3	1.128	2.161	3.395	
	0.644	0.552	0.3	0.5	1.247	2.428	3.501	実験(Model5)に近いモデル
	0.644	0.552	0.45	0.1	1.231	1.982	3.801	実験(Model2)に近いモデル
	0.644	0.552	0.45	0.3	1.045	1.654	2.372	
	0.644	0.552	0.45	0.5	1.160	1.945	2.744	実験(Model4)に近いモデル
	0.644	0.552	0.6	0.1	1.219	1.982	3.283	実験(Model1)に近いモデル
	0.644	0.552	0.6	0.3	1.097	1.784	2.757	
	0.644	0.552	0.6	0.5	1.081	1.708	2.305	
Model65-65	0.644	0.647	0.3	0.1	1.229	2.986	5.210	
	0.644	0.647	0.3	0.3	1.113	2.146	3.439	
	0.644	0.647	0.3	0.5	1.215	2.337	3.134	
	0.644	0.647	0.45	0.1	1.228	1.991	3.492	
	0.644	0.647	0.45	0.3	1.087	1.718	2.572	
	0.644	0.647	0.45	0.5	1.145	1.814	2.527	
	0.644	0.647	0.6	0.1	1.217	1.991	2.815	
	0.644	0.647	0.6	0.3	1.033	1.430	2.163	
	0.644	0.647	0.6	0.5	1.065	1.671	2.146	



(a) Model65-45 ($R_R=0.644$, $R_F=0.647$, $R_S=0.695$, $\gamma/\gamma^*=0.97$)



(b) Model65-55 ($R_R=0.644$, $R_F=0.552$, $R_S=0.667$, $\gamma/\gamma^*=1.36$)



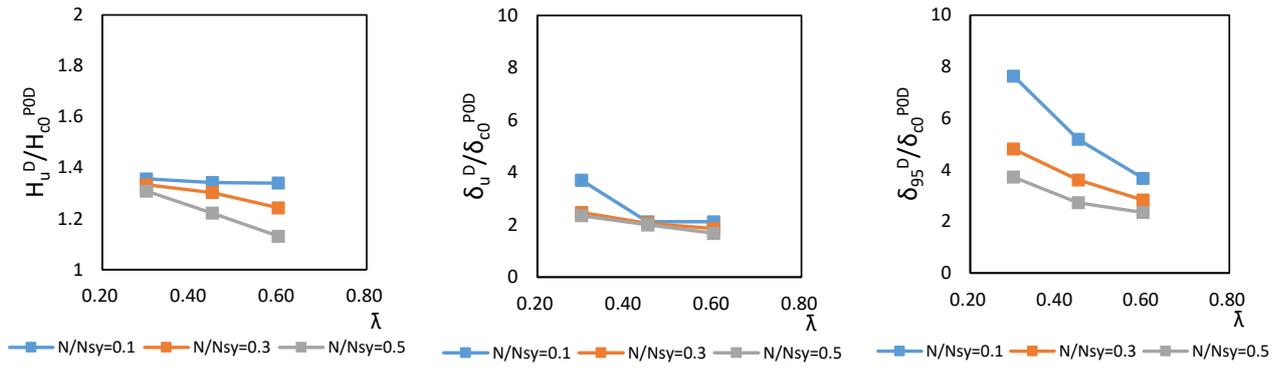
(c) Model65-65 ($R_R=0.644$, $R_F=0.449$, $R_S=0.676$, $\gamma/\gamma^*=2.09$)

ここで、

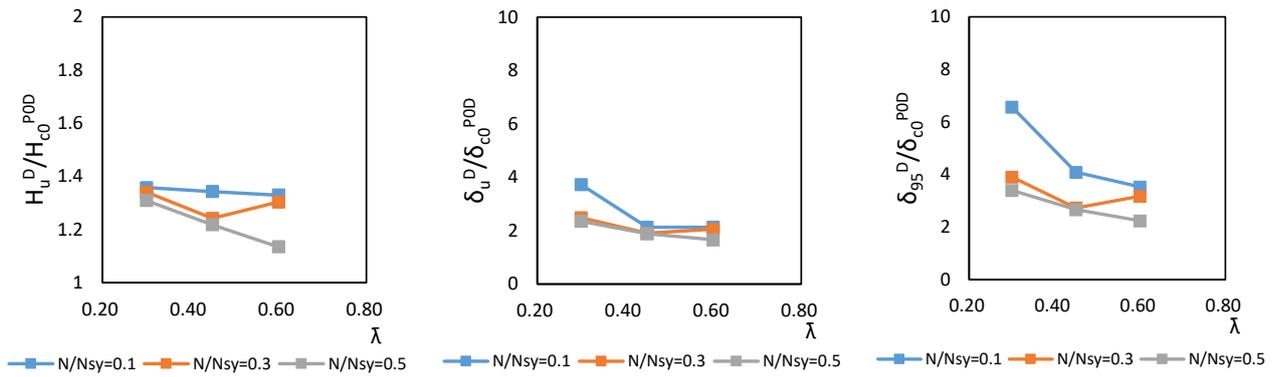
H_{c0}^{POD} : 軸力を 0 とし、材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{c0}^{POD} : 軸力を 0 とし、材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位

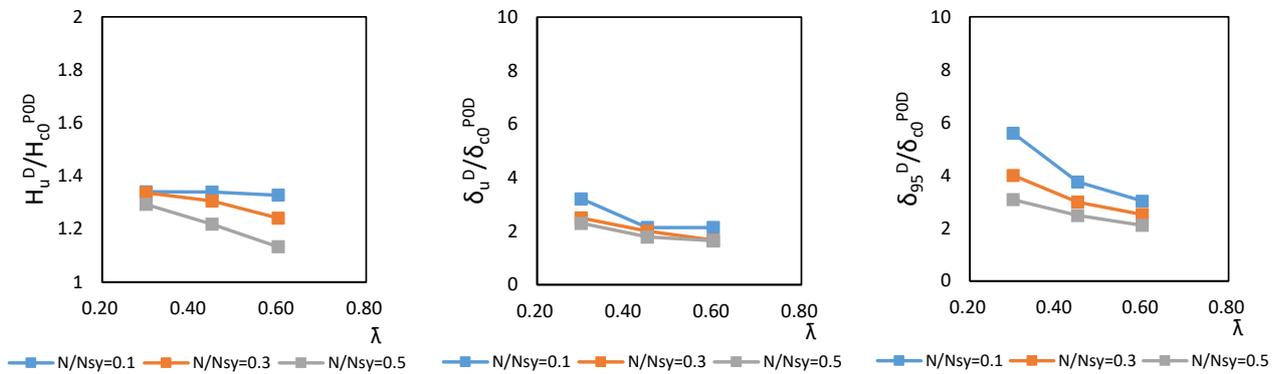
図 5-6-4 軸力比 (N/N_{sy}) と履歴特性値の関係



(a) Model65-45 ($R_R=0.644$, $R_F=0.647$, $R_S=0.695$, $\gamma/\gamma^*=0.97$)



(b) Model65-55 ($R_R=0.644$, $R_F=0.552$, $R_S=0.667$, $\gamma/\gamma^*=1.36$)



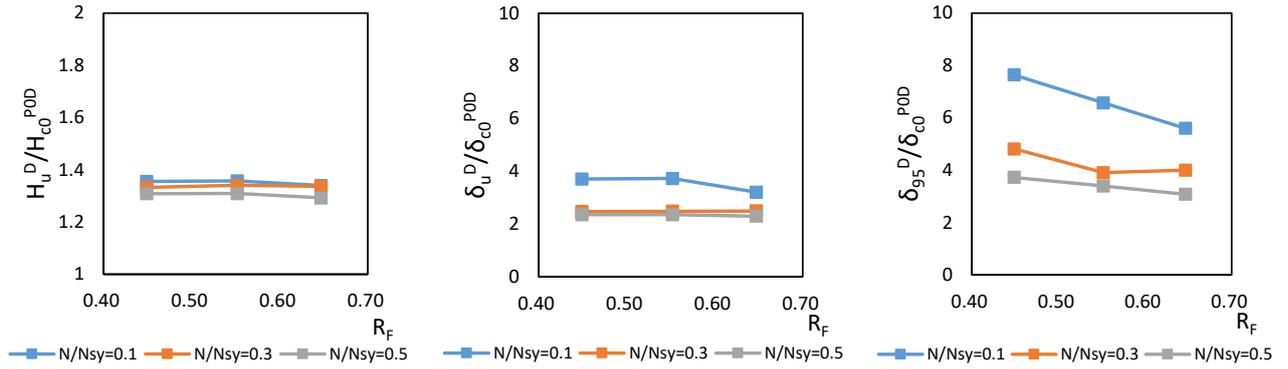
(c) Model65-65 ($R_R=0.644$, $R_F=0.449$, $R_S=0.676$, $\gamma/\gamma^*=2.09$)

ここで、

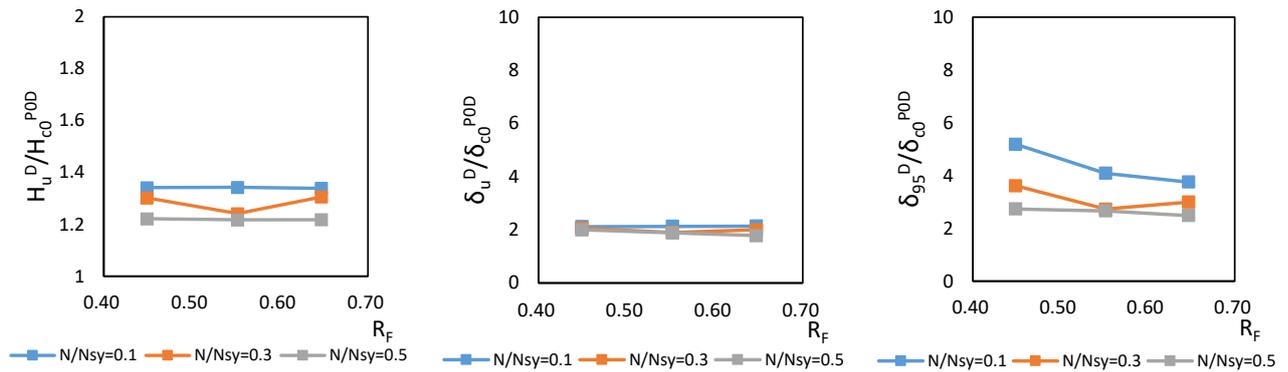
H_{c0}^{POD} : 軸力を 0 とし、材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{c0}^{POD} : 軸力を 0 とし、材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位

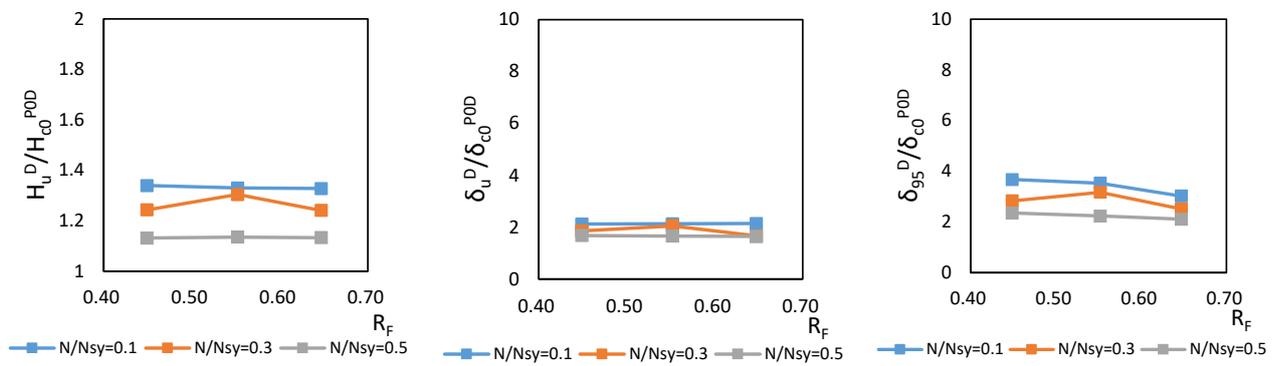
図 5-6-5 細長比パラメータ ($\bar{\lambda}$) と履歴特性値の関係



(a) $\bar{\lambda}=0.3$



(b) $\bar{\lambda}=0.45$



(c) $\bar{\lambda}=0.6$

ここで、

H_{c0}^{POD} : 軸力を 0 とし、材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{c0}^{POD} : 軸力を 0 とし、材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位

図 5-6-6 幅厚比パラメータ (R_F) と履歴特性値の関係

5.6.3 履歴特性の差異に対する検討

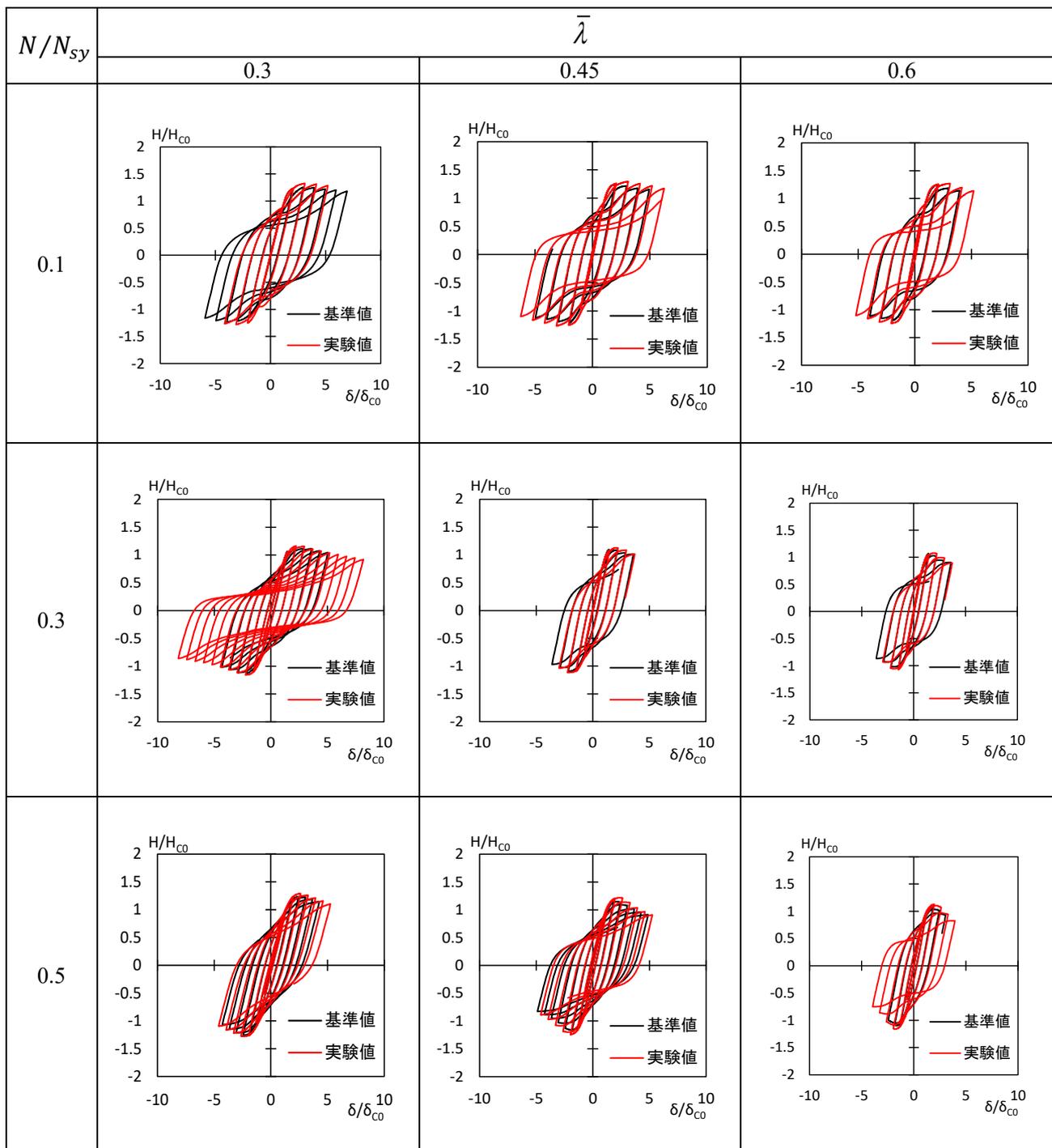
履歴特性値に差異が生じたのは、4章の試験と本解析に用いた材料強度の差が考えられる。表5-6-3に4章の実験と本論文の解析での鋼材の降伏強度を公称降伏強度，コンクリートを設計基準強度の比較を示す。そこで，材料強度の影響の有無を確認するため，材料特性を4章の材料試験値とした解析を行い，その影響を検討した。Model65-55における履歴曲線の比較を図5-6-7，履歴特性値の比較を表5-6-4に示す。材料特性を材料試験値として解析した結果，一部のケースを除き，ほぼ実験結果に近い値になることが確認できる。

表 5-6-3 材料強度の差 (MPa)

	過年度試験	本解析
鋼降伏応力	497.0	451.1
鋼引張強度	675.5	626.8
コンクリート圧縮強度	21.76	18

表 5-6-4 履歴特性値の比較

	R_R	R_F	$\bar{\lambda}$	N/N_{sy}	$\left(\frac{H_u^E}{H_{CO}^E}\right)$	$\left(\frac{\delta_u^E}{\delta_{CO}^E}\right)$	$\left(\frac{\delta_{95}^E}{\delta_{CO}^E}\right)$
					$\left(\frac{H_u^D}{H_{CO}^D}\right)$	$\left(\frac{\delta_u^D}{\delta_{CO}^D}\right)$	$\left(\frac{\delta_{95}^D}{\delta_{CO}^D}\right)$
Model65-55	0.644	0.552	0.3	0.1	1.048	0.900	-
	0.644	0.552	0.3	0.3	1.030	1.032	1.032
	0.644	0.552	0.3	0.5	1.029	1.039	1.013
	0.644	0.552	0.45	0.1	1.040	1.575	1.231
	0.644	0.552	0.45	0.3	1.073	1.288	1.241
	0.644	0.552	0.45	0.5	1.060	1.109	1.046
	0.644	0.552	0.6	0.1	1.032	1.313	1.186
	0.644	0.552	0.6	0.3	1.028	1.034	1.065
	0.644	0.552	0.6	0.5	1.059	1.088	1.046



b) Model65-55 ($R_R=0.644$, $R_F=0.552$, $R_S=0.667$, $\gamma/\gamma^*=1.36$)

ここで、荷重および変位はそれぞれ合成断面での水平降伏荷重、水平降伏変位により無次元化しており、材料特性を材料試験値としたモデル（実験値）に対しては、

H_{c0}^E : 材料特性を材料試験値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{c0}^E : 材料特性を材料試験値とした合成断面での水平降伏変位

材料特性を材料規格値としたモデル（基準値）に対しては、

H_{c0}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏荷重

δ_{c0}^D : 材料特性を材料規格値とした合成断面での水平降伏変位を用いている。

図 5-6-7 履歴曲線の比較

5.7 まとめ

コンクリート充填鋼製橋脚の変形性能について、実物大の橋脚を想定したモデルを作成し、パラメトリック解析を行った。結果は以下の通りである。

- 細長比パラメータ，軸力比が大きいほど，最大水平荷重以降の荷重が減少傾向にある。4章の正負交番載荷試験と同じ結果であった。
- 本解析で得られた履歴特性値である最大荷重や最大荷重時変位などの値が4章の試験結果と比べて，小さめに評価されることが判明した。この原因としては，本解析では鋼材とコンクリートの材料特性値に基準値（設計値・公称値）を用いたことが考えられる。

上記より，変形性能に影響を及ぼす各種パラメータの傾向は再現できたが，与える影響の程度は4章の試験結果と差異が見られた。したがって，解析で変形性能を評価するためには，これらの課題に対して引き続き検討が必要である。

参考文献

- 1) 後藤芳顯, 海老澤健正, 佐々木克仁, 神田信也, 松原拓朗, 田嶋仁志: コンクリートを充填した SM570 材による鋼製橋脚の繰り返し荷重下の終局挙動の FE 解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No2, pp.175-193, 2019.
- 2) 後藤芳顯, Ghosh Prosenjit Kumar, 川西直樹: 充填コンクリートとの相互作用を考慮した円形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.487-504, 2009.
- 3) Goto, Y., Ghosh, P. K. and Kawanishi, N. : Nonlinear finite element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular steel columns with in-filled concrete, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.136, No.11, pp.1413-1422, 2010.
- 4) 後藤芳顯, 関一優, 海老澤健正, 呂西林: 地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.1, pp.101-120, 2013.
- 5) Goto, Y., Ebisawa, T and Lu, X. : Local buckling restraining behavior of thin-walled circular CFT columns under seismic loads, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.140, No.5, pp. 04013105-1 - 14, 2014.
- 6) 後藤芳顯, 水野貢介, Ghosh Prosenjit Kumar, 藤井雄介: 充填コンクリートとの相互作用を考慮した矩形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.4, pp.816-835, 2010.
- 7) Goto, Y., Mizuno, K. and Kumar, G.P. : Nonlinear finite element analysis for cyclic behavior of thin-walled stiffened rectangular steel columns with in-filled concrete, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.138, No.5, pp.571-584, 2012.
- 8) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998
- 9) Goto, Y., Wang, Q. and Obata, M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled columns, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.124, No.11, pp.1290-1301, 1998.
- 10) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005.
- 11) Goto, Y., Jiang, K. and Obata, M. : Stability and ductility of thin-walled circular steel columns under cyclic bidirectional loading, *J. Struct. Eng.*, Vol.134, No.5, pp.1621-1631, 2006.
- 12) Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. and Nishiyama, I. : Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube short Columns, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.130, No.2, pp.180-188, 2004.
- 13) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.
- 14) 2) Goto, Y., Wang, Q. and Obata, M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled columns, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.124, No.11, pp.1290-1301, 1998.
- 15) 3) 後藤芳顯, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005.

6 高張力鋼（SM570）の地震時変形性能についての提案

6.1 はじめに

第4章の正負交番載荷実験結果と第5章の弾塑性有限要素によるパラメトリック解析結果を用いて、高張力鋼（SM570）を用いた鋼製橋脚基部の変形性能に関する提案を行う。なお、第5章のまとめに記載の通り、パラメトリック解析結果において変形性能に与える影響の程度について評価することが困難であることから、変形性能に与える影響の程度については第4章の試験結果を用い、耐震性に影響を及ぼす各種パラメータの傾向については、第4章および第5章の結果を考慮し、検討を行った。

6.2 許容ひずみに関する提案

第4章の試験結果と、既往の知見^{1),2)}で得られた軟鋼のコンクリート充填柱の正負交番載荷の試験結果との比較を表6-2-1示す。表6-2-1の圧縮縁のひずみはM- ϕ 関係の骨組みで算出している。また、軸力比と細長比パラメータが一般的($N/N_y=0.15, 0.20, \bar{\lambda}=0.25$)かつ R_R と R_F の値が文献2)と本実験で同程度の試験結果を緑で着色する。軟鋼の供試体M-6, No.26とSM570の供試体Model-3を比較した場合、最大水平荷重時の圧縮縁のひずみ比 ϵ_a/ϵ_y はほぼ同程度であることが確認できる。

それぞれの文献ごとの平均値を表6-2-1に示す。文献1), 2)の適用範囲に対して、道路橋示方書V耐震設計編で示されている許容ひずみは $7\epsilon_y$ となっている。今回の試験の最大荷重時の最大水平荷重時のひずみは低いことが確認できる。

データ数が少ないのであくまで参考値であるが、今回の試験結果の $\bar{\lambda}$, N/N_y と最大水平荷重時の圧縮縁のひずみの相関を図6-2-1, 図6-2-2に示す。 $\bar{\lambda}$ の増加に従い圧縮縁のひずみが減少すること、 N/N_y が増加に伴い圧縮縁のひずみの勾配が大きくなることが、図6-2-1より確認できる。前者は、細長比パラメータの増加と共に①曲げ変形が大きくなるため水平方向に鉛直荷重載荷点が移動することによる鉛直荷重による付加曲げモーメントが大きくなる、②モーメント勾配が小さくなりパネルの基部だけでなくパネル全面に圧縮領域が支配的になることが要因であると考えられる。①, ②は、図6-2-2において、 $\bar{\lambda}=0.4$ が $\bar{\lambda}=0.25$ より圧縮縁のひずみが小さい、 N/N_y の増加による圧縮縁のひずみの減少量が多いことから考えられる。

第2章のパラメータ調査では、 N/N_y は、0.15以下となっている。 $\bar{\lambda}$ は、0.5以下が全体の70%を占めている。これより一般の鋼製橋脚断面に関しては、Model-2, Model-3, Model-7で評価できると考えられる。しかし、 $\bar{\lambda}$ が大きい一本柱、もしくはハイピアのラーメン橋脚等の $\bar{\lambda}$ が大きく、地震時の水平力により橋脚に作用する軸力変動が大きくなる場合は、Model-1, Model-4, Model-5の挙動に近くなると考えられるため、 $\epsilon_a/\epsilon_y=4$ を採用すること提案する。なお、算出した許容ひずみは、道路橋示方書に示されている軟鋼における許容ひずみの設定に比べ、正負交番載荷実験結果の数が少ないことから、提案する許容ひずみの使用については十分注意されたい。

表 6-2-1 最大水平荷重時の圧縮縁のひずみ

	供試体名	断面形状	材料強度				供試体諸元					実験値		許容ひずみ	
			鋼材	σ_y (N/mm ²)	ϵ_y	σ_{sk} (N/mm ²)	N/N _y	$\bar{\lambda}$	R _R	R _F	γ_y/γ_{1*}	P _{max} (kN)	δ_s (m)	ϵ_{cu}/ϵ_y	平均
文献1	N-1	正	SM490	363.58	0.0018	-22.6	0.150	0.259	0.497	0.274	3.477	2245	0.089	-9.03	-9.01
	N-2	正	SM490	363.58	0.0018	-23.0	0.150	0.264	0.497	0.274	3.621	2407	0.086	-9.00	
文献2	M-5	正	SM490	351.00	0.0017	-30.4	0.150	0.251	0.651	0.846	0.550	1971	0.075	-6.64	-7.32
	M-6	正	SM490	365.00	0.0018	-28.5	0.150	0.257	0.664	0.621	1.160	1902	0.085	-7.91	
	No.26	正	SM490	404.00	0.0020	-23.8	0.150	0.271	0.582	0.608	0.914	1883	0.070	-6.21	
	No.27	正	SM490	382.00	0.0019	-20.2	0.235	0.261	0.680	0.883	0.914	2089	0.056	-6.82	
	K1	正	SM490	369.00	0.0018	-16.2	0.150	0.233	0.556	0.581		2148	0.063	-9.31	
	K2	正	SM490	369.00	0.0018	-24.8	0.150	0.233	0.556	0.581		2206	0.071	-8.05	
	A3RS	正	SM490	419.00	0.0020	-16.1	0.150	0.346	0.461	0.558		981	0.081	-6.94	
	A3RN	正	SM490	423.00	0.0021	-17.3	0.150	0.348	0.463	0.561		951	0.081	-6.65	
本研究	Model-1	正	SM570	546.00	0.002730	-20.2	0.200	0.601	0.650	0.550	1.420	-330	-0.102	-4.20	-6.28
	Model-2	正	SM570	546.00	0.002730	-21.9	0.200	0.400	0.650	0.550	1.420	-504	-0.057	-6.30	
	Model-3	正	SM570	546.00	0.002730	-21.6	0.200	0.250	0.650	0.550	1.420	-866	-0.025	-7.45	
	Model-4	正	SM570	546.00	0.002730	-21.2	0.500	0.400	0.650	0.550	1.420	499	0.043	-4.34	
	Model-5	正	SM570	546.00	0.002730	-21.0	0.500	0.250	0.650	0.550	1.420	-862	-0.025	-7.20	
	Model-6	正	SM570	546.00	0.002730	-21.0	0.500	0.250	0.650	0.550	1.420	-862	-0.025	-7.20	
	Model-7	正	SM570	546.00	0.002730	-20.4	0.200	0.400	0.650	0.550	1.420	641	0.069	-8.17	

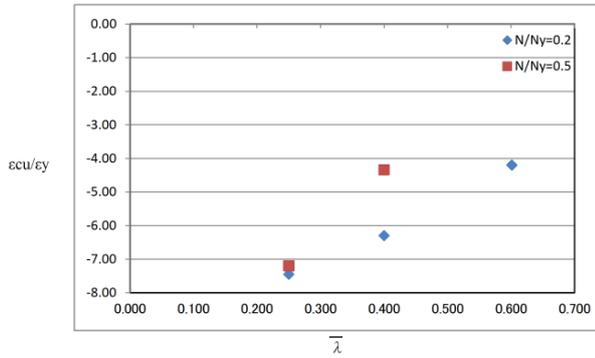


図 6-2-1 $\bar{\lambda}$ と圧縮縁のひずみの相関

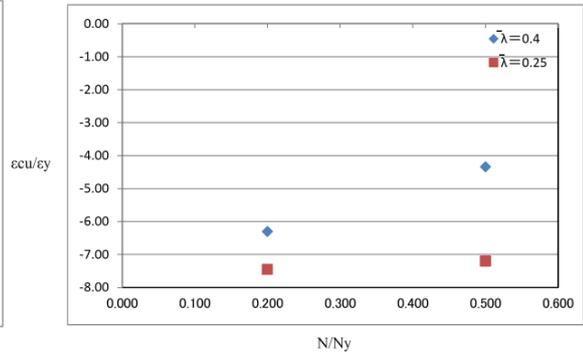


図 6-2-2 N/Ny と圧縮縁のひずみの相関

6.3 変形性能に影響を与えるパラメータの整理

第4章と第5章の結果を用いて、各種パラメータが変形性能に及ぼす影響は以下の通り。

1) 細長比パラメータ

細長比パラメータの値が大きいほど、最大荷重時以降の耐力の低下が著しい。しかしながら、軸力比の値が大きい場合は最大荷重時以降の耐力の低下に変化が見られない。

2) 軸力比

軸力比の値が大きいほど、最大荷重時以降の耐力の低下が著しい。これは、細長比パラメータの影響によらない。

3) 幅厚比パラメータ

細長比パラメータや軸力比に比べ、幅厚比パラメータの変化は耐震性に影響を及ぼさない。

以上より、変形性能に影響を与えるパラメータは軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータの順で支配的であることが分かった。

6.4 提案内容に基づいた試設計による経済比較

(1) はじめに

6.2 で提案した矩形コンクリート充填鋼製橋脚基部の許容ひずみを用いて、既設構造物の照査において試設計を行い、経済比較を行う。既設構造物の照査は大きく2つに分かれる。改築事業に伴う照査と耐震補強事業に伴う照査である。改築事業は既設構造物と新設構造物を一体化させるため、構造系が大きく変わり、既設構造物の照査は満足することができず、ほとんどのケースで既設構造物を補強している。一方、耐震補強事業では、これまで経験してきた様々な地震により、設計地震動が見直されており、特に古い路線において照査を満足することが難しくなる傾向にある。そこで本章は、上記2つのうち1事例を挙げ、本研究による提案有無の違いによる補強に関わる費用に着目して考察を行うことで、本研究で期待される経済的な効果を定量的に示す。

(2) 事例の概要

本事例は既設鋼製柱の隣に新たな柱および横梁を設け、ラーメン橋脚を構築し、そこに新たな上部構造（4径間連続桁）を架設する改築事業である。代表の断面図を図6-4-1に示す。なお、既設鋼製柱の基部のSM570が使用されている。

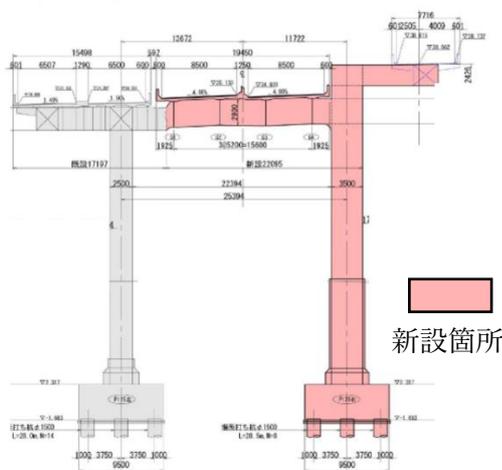


図 6-4-1 代表断面図

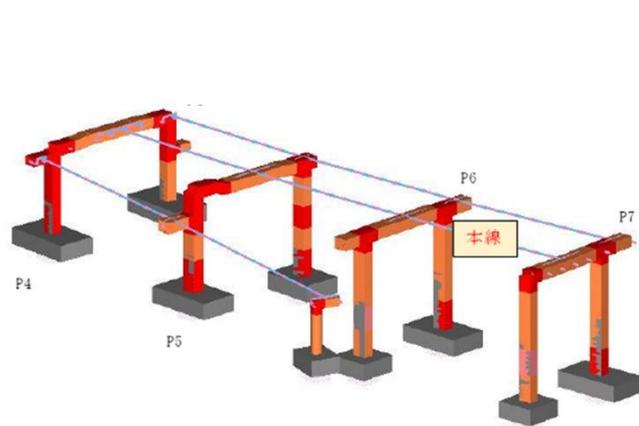


図 6-4-2 動的解析モデル

(3) 照査結果

図 6-4-2 に示す動的解析モデルにて照査を行った。照査結果を表 6-4-1 に示す。なお、補剛板の幅厚比パラメータの照査は満足している。

表 6-4-1 動的解析結果（柱基部直角方向タイプⅡ）

		材料	コンクリート 充填有無	$\varepsilon / \varepsilon_y$	弾塑性	ε_a
P5	L	SM570	有	0.77	弾性	
	R		有	0.84	弾性	
P6	L	SM570	有	1.00	降伏	
P7	L	SM570	有	2.70	降伏	

(4) 補強構造の検討

既設鋼製橋脚の耐震補強は、コンクリート充填・縦リブ追加・横リブ追加・縦リブ補強・横リブ補強・支承の交換・ダンパーの設置・当て板補強など様々な補強が考えられる。鋼製橋脚の基部は、首都高速道路においては、過去の耐震補強や車の衝突による座屈防止のため、ほとんどの橋脚でコンクリートが充填されている。したがって、内面から補強を行うことは現実的ではない。ただし、今回の事例では補剛板の幅厚比パラメータの照査は満足していたが、仮に照査を満足していない場合は補強が必要となる。その際は、コンクリート充填部を研り・撤去することや外面から溶接等でリブを補強することになり、大がかりな補強となる。なお、本研究は補剛板の幅厚比パラメータ等の座屈パラメータの照査が満足していることが前提であるため、上記のように座屈パラメータの照査が満足していない場合、別途検討が必要になるため注意されたい。

本事例の場合、新たに上部工を架設するため、上部工重量の軽減の検討や支承構造の検討である程度応答値を低減できると考えられる。しかしながら、既設橋梁の場合、上部構造や支承構造を見直すことは現実的ではない。ここでは、既設橋梁の場合も考慮し、仮に上記のような検討を行った結果、表 6-4-1 のような照査結果となったと仮定して考察することにする。

以上を踏まえ、ここでは SM570 の塑性化箇所を弾性域に近づけるために、ダンパーの設置を考える。ダンパーの設置による低減効果は、支承条件や最大応答値が生じる地震載荷方向等により様々となる。その為、ダンパーの設置スペースなどを考慮した設計の最適化を図る必要がある。しかしながら、本章では詳細な設計は行わずに、P7 橋脚の橋軸直角方向載荷時の応答を低減させる試設計を行う。

(5) 試設計

(3)より、P7 橋脚の橋軸直角方向の応答を低減させるために、摩擦ダンパーの設置を仮定し試算を行った。摩擦ダンパーの設置に関わる費用は過年度設置した工事を参考に表 6-4-2 に示す通り概算金額を算出した。

表 6-4-2 摩擦ダンパー設置概算費用 (1 基あたり)

	費用 (単位:円)	備考
工場製作費	11,000,000	製作費と材料費
工事費	4,000,000	現場に係る費用
設計費	2,000,000	設計費の全体金額から想定
諸経費	1,000,000	
合計	18,000,000	

本事例では 1 橋脚当たり 2 基設置と仮定すると 2 橋脚分の概算金額は 72,000,000 円となる。仮に本研究で提案する許容ひずみが適用可能とすると、上記費用は捻出する必要はなくなる。

6.5 まとめ

第 4 章の正負交番載荷実験結果と第 5 章の弾塑性有限要素によるパラメトリック解析結果を用いて、高張力鋼 (SM570) を用いた鋼製橋脚基部の変形性能に関して、以下の通り提案する。

- ・高張力鋼 (SM570) を用いた鋼製橋脚基部の許容ひずみは $\varepsilon_a / \varepsilon_y = 4$ を提案する。
- ・各種パラメータは軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータの順で変形性能に与える影響が大きい

また、提案内容に基づき試設計を行った結果は以下の通りである。

- ・補強に関する費用は 1 橋脚あたり、ダンパー設置で 1,800 万円程度となり、設計内容によってはさらに増える可能性がある。加えて、本事例にはなかったが、幅厚比パラメータを改善させる補強が必要となる場合もある。したがって、SM570 を使用した橋脚基部に対する補強について、本研究の提案有無により、1 つの事業で数億円程度の経済差が生じることが示唆された。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VIII)，(総括編)，1997～1999.
- 2) 小野潔，西村宣男，高橋実，野中哲也，坂本佳子：コンクリートを充填した鋼製橋脚の M- ϕ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討，第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.193-202，2002.

7 結論

7.1 本論文の研究成果総括

本論文では、現行の道路橋示方書において、鋼製橋脚の地震時の限界状態に対する照査の指標として許容ひずみの算出式の適用外となっている高張力鋼（SM570）が使用されているコンクリート充填矩形鋼製橋脚の変形性能を明らかにするために、首都高速道路の鋼製橋脚を例に、正負交番載荷試験や弾塑性有限要素解析を行った。

第1章では、本研究の背景である、高張力鋼（SM570）が使用された鋼製橋脚の地震時変形性能を把握することの必要性を示し、鋼製橋脚に生じた地震動による損傷および対策と既往の研究をまとめ、本研究の目的を述べた。

第2章では、本研究の対象とする首都高速道路の鋼製橋脚について、高張力鋼（SM570）を使用している鋼製橋脚の基数や部位、地震時の変形性能に影響を与える幅厚比パラメータ、軸力比、細長比パラメータの分布状況、高張力鋼（SM570）の製造方法の違いにより使用している鋼材がQとTMCの2種類に大別されることについて述べた。

第3章では、高張力鋼（SM570）の製造方法の違いによる機械的性質と繰返し履歴特性について、引張試験、シャルピー衝撃試験および繰返し試験を行い、以下の事項を示した。

- ・引張試験において、降伏点、引張強さ、一様伸び、破断伸び、絞り、降伏比に SM570Q と SM570TMC に明瞭な差は認められなかった。
- ・引張試験の公称応力-公称ひずみのグラフにおいて、SM570TMC は降伏棚が現れなかった。
- ・シャルピー衝撃試験において、吸収エネルギーに明瞭な差は認められなかった。
- ・繰返し試験において、Bauschinger 効果、Masing 効果、繰返し軟化が SM570Q と SM570TMC で確認され、繰返し特性に顕著な差はなかった。

また、これらの試験結果を用いて、繰返し弾塑性構成則を提案し、補剛板のパネルとした場合に製造方法の違いによる影響が生じるか、4 辺単純支持板の弾塑性有限要素解析を行い、以下の事項を示した。

- ・平均応力-平均ひずみ曲線の曲線形状、構造物の耐荷力評価に関わる包絡線について、明瞭な差は認められなかった。

以上より、高張力鋼（SM570）の製造方法の違いによる影響はほとんど認められないことを示した。

第4章では、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚の地震時変形性能について、第2章や第3章を踏まえ実験で行う幅厚比パラメータ、軸力比、細長比パラメータを決め、正負交番載荷試験を行い、以下の事項を示した。

- ・最大水平荷重は基部パネルの座屈耐力によるものであった。最大水平荷重後の座屈挙動の際に、橋脚基部にき裂が生じることにより荷重低下を起こした供試体もあった。しかし、最大水平荷重は座屈耐力によることは過去の SM490 を主体とする実験結果と大きくは変わらなかった。
- ・合成断面で評価した場合の降伏変位の2倍程度、変形性能があることを確認した。
- ・同一断面の供試体の部材長を長くした場合、最大水平荷重/降伏水平荷重、最大水平荷重時変位/降伏水平変位が減少傾向にあり、最大水平荷重以降の劣化勾配が急になっていることが確認できる。これらは軸力比が高いほうが顕著となっている。

- ・同一断面，部材長の供試体に対して軸力比を増加させた場合，最大水平荷重以降の劣化勾配が急になっていることが確認できる．また，軸力比が高い場合，最終的にはウェブ断面も軸力に対して抵抗力を失うため，高軸力比に部材にはウェブの補剛も重要となる．

- ・最大水平荷重を降伏水平荷重で除した値 (P_{max}/P_y) は，既往研究で報告されている軟鋼とほぼ同程度であることが確認できる．しかし，許容水平変位を降伏水平変位で除した値 (δ_a/δ_y) は SM570 の値が軟鋼と比べて小さく，高張力鋼が変形性能を有していないことを確認できた．

第 5 章では，第 4 章の実験を行わなかった幅厚比パラメータ，軸力比，細長比パラメータの値や供試体の大きさによる影響について，実験データの補完を目的に弾塑性有限要素解析を行い，以下の事項を示した．

- ・細長比パラメータ，軸力比が大きいほど，最大水平荷重以降の荷重が減少傾向にある．4章の正負交番載荷試験と同じ結果であった．

- ・本解析で得られた履歴特性値である最大荷重や最大荷重時変位などの値が 4 章の試験と比べて，小さめに評価されることが判明した．この原因としては，本解析では鋼材とコンクリートの材料特性値に基準値（設計値・公称値）を用いたことが考えられる．

上記より，変形性能に影響を及ぼす各種パラメータの傾向は再現できたが，与える影響の程度は 4 章の試験結果と差異が見られた．したがって，解析で変形性能を評価するためには，これらの課題に対して引き続き検討が必要である．

第 6 章では，第 4 章の正負交番載荷試験の結果を用いて，高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚の許容ひずみに関して提案した．また，第 4 章と第 5 章を踏まえ，各種パラメータが変形性能に及ぼす影響を以下の通り示した．

- ・細長比パラメータの値が大きいほど，最大荷重時以降の耐力の低下が著しい．しかしながら，軸力比の値が大きい場合は最大荷重時以降の耐力の低下に変化が見られない．

- ・軸力比の値が大きいほど，最大荷重時以降の耐力の低下が著しい．これは，細長比パラメータの影響によらない．

- ・細長比パラメータや軸力比に比べ，幅厚比パラメータの変化は変形性能に影響を及ぼさない．

以上のように，本研究では，現行の道路橋示方書において，鋼製橋脚の地震時の限界状態に対する照査の指標として許容ひずみの算出式の適用外となっている高張力鋼（SM570）が使用されているコンクリート充填矩形鋼製橋脚の変形性能を明らかにして，許容ひずみを提案した．高張力鋼（SM570）が使用されている橋脚は多数存在し，地震時の変形性能を明らかにすることは急務である．本研究は一提案に過ぎず，鋼製橋脚は第 2 章で示したように，様々なパラメータの値を有している．したがって，それらの影響について今後も検討していく必要がある．

7.2 高張力鋼 (SM570) を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚の変形性能に関する今後の研究

高張力鋼 (SM570) を使用したコンクリート充填矩形鋼製橋脚に関して、今後、さらに変形性能について明確にするために必要と考えられる項目を以下に示す。

(1)正負交番載荷試験の検討

鋼製橋脚は変形性能に影響があると考えられる幅厚比パラメータ、軸力比、細長比パラメータなど様々なパラメータの値を有している。これらについて網羅的に正負交番載荷試験を行うことが必要と考える。しかしながら、一般的に正負交番載荷試験は多大な費用を要すると言われている。その為、正負交番載荷試験に変わる新たな試験方法が望まれる。例えば、試験体の全体モデルと部分モデルを作成し、それぞれの試験結果を関連付けることで部分モデルのみで評価できるような手法が確立できれば、試験体の製作コストが抑えられると考える。

(2)弾塑性有限要素解析の検討

本研究でも実施したが (1) の課題に対する解決策として、弾塑性有限要素解析が考えられる。しかしながら、精度を求めるあまり解析の複雑さが際立っていると思われる。本研究においても、正負交番載荷試験をある程度再現はできたが、変形性能について解析結果を用いて評価するまでに至らなかった。その為、コンクリート充填鋼製橋脚の変形性能を簡易に評価できる新たな解析手法が望まれる。

(3)高張力鋼 (SM570) の機械的性質および繰返し履歴特性に関するデータの蓄積

鋼材の製造技術の進歩に伴い高品質な鋼材が提供されるようになっており、Qにおいても首都高速道路が建設された 60 年以上の前と 1990 年代の 30 年前では、機械的性質や繰返し履歴特性が異なる可能性がある。したがって、継続的に様々な年代の鋼材の機械的性質や繰返し履歴特性のデータを蓄積し、明瞭な差が認められた場合、正負交番載荷試験や弾塑性有限要素解析にて、その変形性能を確認する必要があると考える。

謝 辞

本論文は、首都高速道路の中央環状線機能強化のため実施した事業を契機として、2014年から筆者が工事における実施設計の担当者として検討を開始してから約9年間の研究成果をまとめたものです。

まず、本研究をまとめるにあたり、主査を引き受けていただきました埼玉大学大学院理工学研究科教授 奥井義昭先生には、研究当初に実施した正負載荷試験の試験計画立案時からご指導いただき、論文にまとめ上げる際には、ご多忙中、お時間を割いていただき、試験や解析結果の評価や取りまとめ方など、終始懇切丁寧なご指導を賜りました。ここに深く感謝の意を表し、心より御礼申し上げます。また、副査を引き受けていただきましたものづくり大学技能工学部 教授 大垣賀津雄先生、埼玉大学大学院理工学研究科 教授 松本泰尚先生、同教授 齊藤正人先生、同准教授 党紀先生には、貴重な時間をいただき、審査していただくとともに、ご意見、ご指導いただきました。厚くお礼申し上げます。

次に株式会社 IHI インフラシステム 岡田誠司氏には、研究当初から約9年間に渡り、私を支え続けていただきました。正負交番載荷試験の試験体の製作から試験方法、試験結果の整理、弾塑性解析の構成則や解析モデルの選定、解析結果の整理、引張試験や繰り返し試験の試験方法など、全てに渡り多大なるご協力をいただきました。岡田氏のご指導なくしては、本研究の進捗はなかったと思います。心より感謝申し上げます。また、同社 田嶋仁志氏（研究当初は首都高に在籍）には、本論文を取りまとめるキッカケを与えていただき、同社 嵯峨山剛氏、志治謙一氏、齋藤剛氏には研究当初の工事における実施設計においてご指導いただき本研究に生かすことができました。厚くお礼申し上げます。

研究の方向性で悩んでいた際に、引張試験と繰り返し載荷試験を快く引き受けていただき、加えて高張力鋼（SM570）の力学的パラメータの調査を実施していただいた一般財団法人首都高速道路技術センター 構造技術研究所 時田英夫氏、矢部正明氏、張広鋒氏、右高裕二氏（研究当時在籍）、山本一貴氏、情報技術部 繪鳩武史氏に深く感謝致します。

コンクリート充填柱の弾塑性解析においては、名古屋工業大学と共同研究を行い、名誉教授 後藤芳顯先生、大学院理工学研究科助教授 海老澤健正先生にご指導いただき、深く感謝致します。また、繰り返し載荷試験においては、横浜国立大学大学院イノベーション研究院 准教授 田村洋先生に試験内容や構成則、弾塑性解析などのご指導、ご助言いただき、心より感謝申し上げます。

勤務先である首都高速道路株式会社の皆様は多大なるご支援を受け賜りました。東京東局 土木保全設計課 担当課長 松原拓朗氏は研究当初からサポートをしていただき、研究費の確保や社内外の調整等にご尽力していただきました。心より感謝致します。また、筆者が所属していた部署の上司であった七條哲彰氏、高野正克氏、臼井恒夫氏、益子直人氏、深山大介氏、山内貴宏氏には業務外となる本研究に対してご理解いただき、ご支援して下さいました。厚くお礼申し上げます。論文の執筆においては、筆者が現在所属する技術部 DX 推進室に皆様に、業務調整等、多大なる配慮をいただきました。ここにあらためて御礼申し上げます。

最後に本研究のため、我慢をし続けてくれた妻と娘たちに心から感謝致します。

本論文をとりまとめましたが、高張力鋼（SM570）を使用したコンクリート充填鋼製橋脚基部に関する研究はこれからです。更なるデータ取得を行うことで、成果の確度を上げ、首都高速道路が地震時に緊急輸送路としての機能を当たり前のように発揮できるように尽力してまいりたいと思います。

2023年9月
神田 信也