共 同 研 究 報 告 書
第505号　2019年2月

地震レジリエンスを考慮した高強度RC橋脚の耐震性評価に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター　上席研究員　大住道生
国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター　主任研究員　長谷川秀也※1
国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター　主任研究員　岡田太賀雄※2
国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター　専門研究員　中尾尚史
阪神高速道路株式会社　技術部湾岸線技術調査室　室長　金治英貞※3
阪神高速道路株式会社　技術部湾岸線技術調査室　主任　篠原聖二※4
阪神高速道路株式会社　建設・更新事業本部神戸建設所設計課　課長　茂呂拓実※5
阪神高速道路株式会社　建設・更新事業本部神戸建設所設計課　課長代理　小坂崇※6
阪神高速道路株式会社　建設・更新事業本部神戸建設所設計課　西海能史※7

※1　現　名古屋高速道路公社 整備部 工事課 主任専門員
※2　現　国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 橋梁研究室 主任研究官
※3　現　阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 部長
※4　現　阪神高速道路株式会社 技術部 技術推進室 課長代理
※5　現　阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 設計課 課長
※6　現　阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 プロジェクト第二課 課長代理
※7　現　阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 プロジェクト第二課 主任

要　旨：

本共同研究は，コンクリートの設計基準強度を60N/mm²とした場合の鉄筋コンクリート橋脚の耐力・塑性変形能を実験的に確認した上で，設計式の適用性の確認を一つのモデルケース的に行った．また，鉄筋コンクリート橋脚が限界状態を超えた後の状態を評価するとともに，その状態での橋の挙動について解析的に検討を行った．

その結果，コンクリートの設計基準強度60N/mm²，軸方向鉄筋SD490を組み合わせたRC橋脚においても，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されている適用範囲内の一般的なRC橋脚と同様の損傷過程を示し，かつ本実験条件に対しても道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されている評価式を適用できる可能性を示すことができた．また，限界状態3を超えた後も，耐荷能力は保持していたが，限界状態3を超えた部材の耐荷能力を評価するためには，新たなパラメータも用いる必要があることがわかった．

キーワード：限界状態，耐荷性能，超過作用

まえがき

近年，断面縮小による自重の低減や建設コスト縮減を目的として，高層建築物の鉄筋コンクリート柱部や橋脚高さの高い鉄筋コンクリート橋脚に高強度材料を適用するケースが増加している．高強度材料を用いる利点は，狭隘な都市空間における高架橋などの標準的な橋脚についても，同様であることから，今後，高強度材料の使用事例は増えていくものと考えられる．

一方，高強度 RC 橋脚の耐力・変形能などに関して十分に検証されていない部分もあるため，道路橋示方書 V 編では，適用範囲をコンクリート設計基準強度 21～30N/mm^2，柱基部の軸圧縮応力度 3N/mm^2 まで等と規定しており，その適用範囲を超える条件下においては個別に実験等により検討が必要とされている．

そこで，本共同研究では，過去のレビューとコンクリートの設計基準強度を 60N/mm^2 とした場合の鉄筋コンクリート橋脚の耐力・塑性変形能を実験的に確認した上で，設計式の適用性の確認を一つのモデルケース的に行った．

また，道路橋の耐震設計においては，大規模地震に対して橋脚基部における塑性化を期待した設計を行う場合が多い．その場合，道路橋示方書に示される設計地震動に対して，橋脚が限界状態を超えない範囲で耐力・塑性変形能を見込んで設計を行うことになるが，一般的には限界状態を超えた後，橋脚がどのような状態になるのかは考えられていない．

一方で，設計地震動を超える外力について考えるときには，橋脚が限界状態を超えないことを期待することはできない．

限界状態は，その状態を超えなければ求める性能を確保できる限界である．つまり，限界状態を超えれば求める性能は確保できないものと考える必要がある．ただし，限界状態を超えたときにどのような挙動をし，その性能のうち何が失われて何が残っているのかを把握できれば，設計地震動を超えた外力が作用したときの橋の挙動をデザインできる可能性がある．

また，大規模地震発生後の応急復旧方法の検討や通行可否の判断に際しては，限界状態を超えた後の橋脚の状態と有する性能についての知見は有用である．

そこで，本共同研究では，鉄筋コンクリート橋脚が限界状態を超えた後の状態を評価するとともに，その状態での橋の挙動について解析的に検討を行った．

平成 31 年 2 月

地震レジリエンスを考慮した高強度 RC 橋脚の耐震性評価に関する研究
研究代表者　　国立研究開発法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター
上席研究員　大住 道生

共同研究参加者名簿

機関	氏名	所属	担当期間
国立研究開発法人 土木研究所	大住 道生	構造物メンテナンス研究センター 上席研究員	
	長谷川 秀也※1	構造物メンテナンス研究センター 主任研究員	～H29.2
	岡田 太賀雄※2	構造物メンテナンス研究センター 主任研究員	H29.3～
	中尾 尚史	構造物メンテナンス研究センター 専門研究員	H29.10～
阪神高速道路(株)	金治 英貞※3	技術部湾岸線技術調査室 室長	～H29.7
	篠原 聖二※4	技術部湾岸線技術調査室 主任	～H29.7
	茂呂 拓実※5	建設・更新事業本部神戸建設所設計課 課長	H29.7～
	小坂 崇※6	建設・更新事業本部神戸建設所設計課 課長代理	H29.7～
	西海 能史※7	建設・更新事業本部神戸建設所設計課	H29.7～

※1　現 名古屋高速道路公社 整備部 工事課 主任専門員
※2　現 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部橋梁研究室 主任研究官
※3　現 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 部長
※4　現 阪神高速道路株式会社 技術部 技術推進室 課長代理
※5　現 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 設計課 課長
※6　現 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 プロジェクト第二課 課長代理
※7　現 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部神戸建設部 プロジェクト第二課 主任

研究の分担

研究内容	２８年度		２９年度	
	土 研	阪神高速	土 研	阪神高速
保有性能の把握	○	◎	○	◎
耐震性評価手法の提案			○	◎
機能回復力を高める耐震技術の検討			◎	○

◎：主として分担

○：従として分担

地震レジリエンスを考慮した高強度RC橋脚の耐震性評価に関する共同研究報告書

目次

1　高強度材料を用いたRC部材の耐荷力特性評価

1.1　背景及び目的 …… 1

1.2　コンクリート及び軸方向鉄筋強度の組み合わせ選定の経緯 …… 9

2　実験の概要

2.1　実験ケース …… 10

2.2　供試体の諸条件の整理 …… 11

2.3　実験方法 …… 13

3　実験結果

3.1　供試体の損傷状況 …… 15

3.2　水平力-水平変位 …… 23

3.3　エネルギー吸収量 …… 25

3.4　軸方向鉄筋ひずみ分布 …… 26

3.5　帯鉄筋ひずみ分布 …… 29

3.6　曲率分布 …… 32

3.7　最大ひび割れ幅 …… 35

3.8　切断面の状況 …… 35

3.9　実験におけるRC橋脚の限界状態に相当する水平変位 …… 37

4　道示評価式との比較

4.1　本検討の位置づけ …… 42

4.2　塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討 …… 43

4.3　限界状態2及び限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみの評価式の適用性の検討 …… 56

4.4　限界状態における水平変位の評価式の適用性の検討 …… 63

5　超過作用時の耐荷能力に関する検討

5.1　実験概要 …… 66

5.2　RC橋脚の損傷状況 …… 69

5.3　RC橋脚の耐荷能力 …… 75

5.4　限界状態3に至ったあとに地震が発生した場合の橋脚の挙動 …… 81

5.5　損傷状況に応じた応答変位の検討 …… 86

6　結論 …… 100

7　今後の課題 …… 101

参考文献 …… 102

参考資料 …… 105

１．高強度材料を用いたRC部材の耐荷力特性評価

1.1 背景及び目的

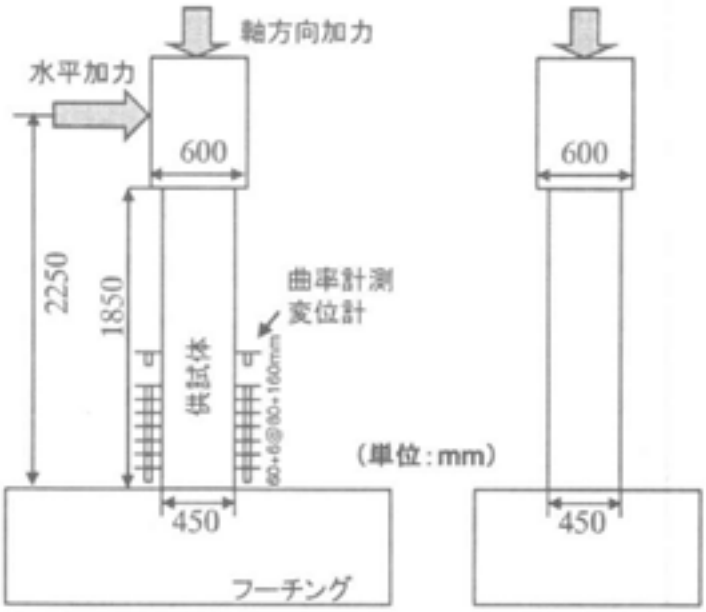
橋脚高さの高い鉄筋コンクリート橋脚(以下，RC橋脚)では，高強度材料の使用により，断面縮小による自重の低減や建設コストの縮減を図ることができ[1)~5)]，その採用にあたっては，変形特性や破壊特性等に着目した実験的検討も行われている[6)~16)]．しかし，これらは道路橋示方書・同解説V耐震設計編[17)](以下，道示V)8.5に規定される，RC橋脚に塑性化を期待する橋のRC橋脚の限界状態2及び限界状態3の限界状態に相当する水平変位の特性値の評価式の適用上限，例えばコンクリートの設計基準強度21～30N/mm^{2}を超える強度であり，実橋への適用にあたっては，道示V2.4.6解説に示されるように，設計で対象とする範囲だけでなくそれを超える状態においてもどの程度の抵抗特性やエネルギー吸収能があるのか，また，最終的にはどのようなメカニズムで橋を構成する部材等が破壊するのかを把握する必要がある．

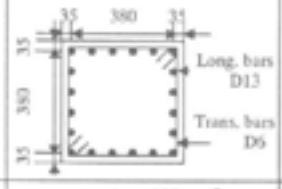
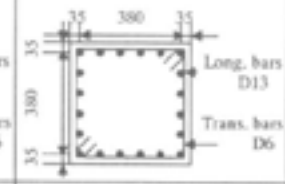
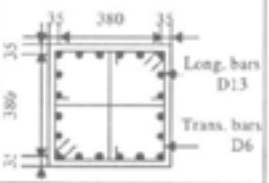
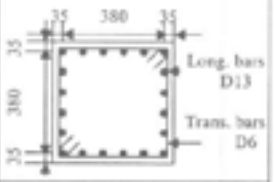
例えば，曽我部ら[15)]は降伏強度が685N/mm^{2}相当の高強度鉄筋を軸方向鉄筋，帯鉄筋に使用した中空断面RC橋脚に対する正負交番載荷実験により，引張鉄筋比が0.37%と小さいRC橋脚においてかぶりコンクリートの剥落，軸方向鉄筋の座屈，軸方向鉄筋の破断の順に損傷が発生し，高強度鉄筋を使用したRC橋脚でも軸方向鉄筋の破断に比べてかぶりコンクリートの剥落・軸方向鉄筋のはらみ出しが先行するような通常の曲げ破壊を呈すること，また繰返し載荷に対しても高強度帯鉄筋が降伏することはなく，曲げ耐力に対して十分大きなせん断耐力を有することを確認し，高強度鉄筋の実橋脚への適用性を検討している．

本検討は，**表-1.1**に示す高強度材料を使用したRC橋脚に対する実験の主な事例のうち，実施されていない組み合わせであるコンクリートの強度60N/mm^2，軸方向鉄筋SD490を使用した曲げ破壊型RC橋脚に対する正負交番載荷実験を行い，道示V8.5に規定される限界状態に相当する水平変位の特性値の評価式との比較を行ったものである．**図-1.1**～**図-1.10**に各実験供試体の構造諸元を示す．

表-1.1 高強度材料を使用した RC 部材に対する実験の主な事例

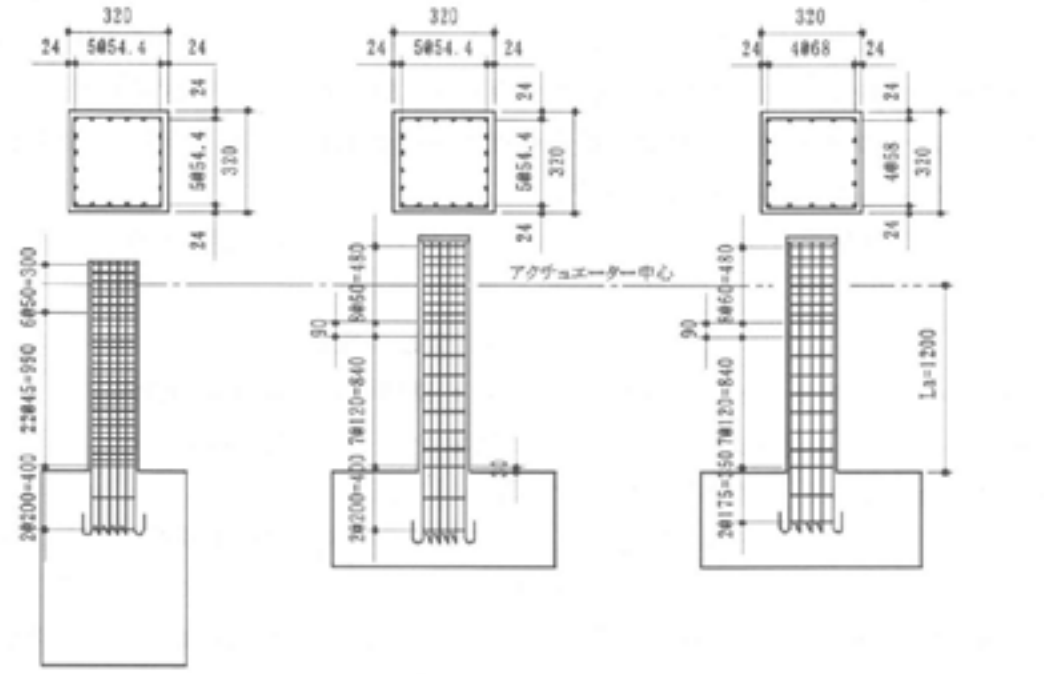
実験	コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）	軸方向鉄筋種類	断面形状	
足立らの実験[6]	30	SD345	充実	矩形
	60	USD685		
岡本らの実験[7]	24	SD295	充実	矩形
	24	USD685		
	80	USD685		
浅井らの実験[8]	40	SD490	充実	矩形
運上らの実験[9),10]	27	SD295	充実	矩形
	60	USD685		
佐藤らの実験[11]	60	USD685	充実	矩形・円形
村田らの実験[12),13]	30	SD490	充実	矩形
	40	SD490		
	50	USD685	充実	矩形・円形
塩畑らの実験[14]	30	SD490	充実	矩形
	40	SD490		
	30	SD345		
曽我部らの実験[15]	40	USD685	中空	矩形
玉越らの実験[16]	40	USD685	充実	矩形
	40	SD490	充実・中空	
	40	SD345	充実	



供試体	供試体N	供試体H	供試体HA	供試体HB
形状				
コンクリート	σ_c=37.1N/mm^2	σ_c=65.7N/mm^2	σ_c=66.8N/mm^2	σ_c=64.3N/mm^2
主鉄筋	SD345 D13	USD685 D13	USD685 D13	USD685 D13
主鉄筋比	p_t=1.25%	p_t=1.25%	p_t=1.25%	p_t=1.25%
主鉄筋降伏強度	σ_y=399N/mm^2	σ_y=795N/mm^2	σ_y=795N/mm^2	σ_y=795N/mm^2
主鉄筋引張強度	σ_u=587N/mm^2	σ_u=998N/mm^2	σ_u=998N/mm^2	σ_u=998N/mm^2
帯鉄筋	SD295A D6 @40mm	SD490 D6 @40mm	SD490 D6 @40mm	SD490 D6 @80mm
帯鉄筋比	p_w*=0.352% p_s**=0.833%	p_w*=0.352% p_s**=0.833%	p_w*=0.523% p_s**=1.667%	p_w*=0.176% p_s**=0.417%
帯鉄筋降伏強度	σ_y=335N/mm^2***	σ_y=571N/mm^2***	σ_y=571N/mm^2***	σ_y=571N/mm^2***
帯鉄筋引張強度	σ_u=522N/mm^2	σ_u=942N/mm^2	σ_u=942N/mm^2	σ_u=942N/mm^2
軸力・軸力比	N=0.90MN σ_N/σ_c=12.1%	N=1.79MN σ_N/σ_c=13.7%	N=1.79MN σ_N/σ_c=13.5%	N=1.79MN σ_N/σ_c=14.0%

*:面積帯鉄筋比, **:体積帯鉄筋比, ***:明瞭な降伏点が認められなかったため0.2%永久伸びに対する荷重値から逆算される強度を示す

図-1.1 実験供試体諸元(足立らの実験[6])



試験体	軸方向鉄筋	本数	p_s(%)	帯鉄筋	間隔 (mm)	p_w(%)	Vu・La/Mu
No.1	SD295A-D13	20本	2.68	SD295A-D6(135° フック定着)	ctc45	0.44	2.33
No.2	SD295A-D13	20本	2.68	USD785 - D6(135° フック定着)	ctc120	0.16	2.32
No.3	USD685 - D10	16本	1.20	USD785 - D6(溶接閉合型)	ctc120	0.16	2.06
No.4	USD685 - D10	16本	1.20	USD785 - D6(溶接閉合型)	ctc120	0.16	2.25

ps : 軸方向鉄筋比, pw : 帯鉄筋比
Vu : せん断耐力, La : せん断スパン長, Mu : 曲げ耐力

図-1.2 実験供試体諸元(岡本らの実験[7])

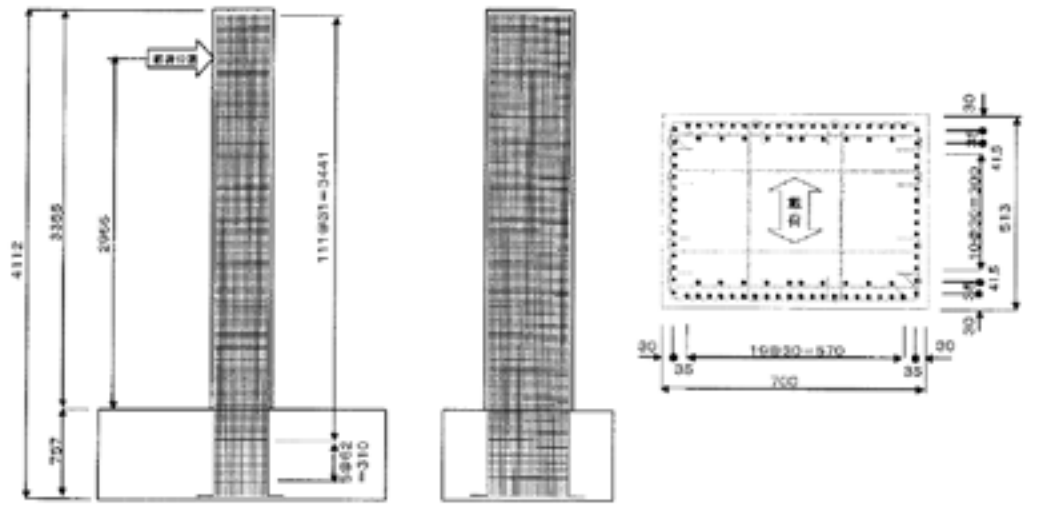
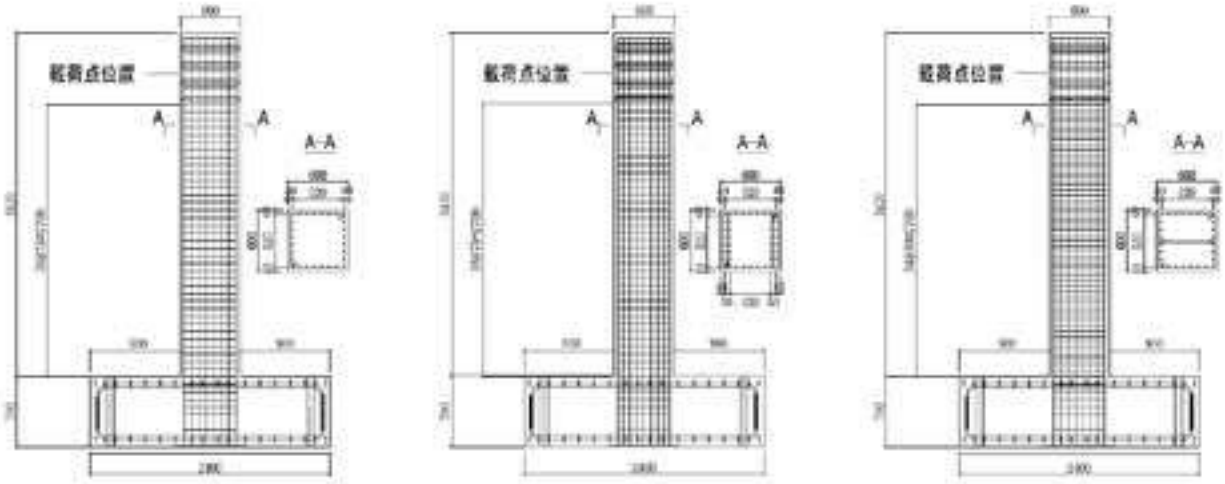


図-1.3 実験供試体諸元(浅井らの実験[8])



(1)供試体N、A、C　　(2)供試体B　　(3)供試体D

(1)コンクリート

供試体名	橋脚部			フーチング部
	圧縮強度 (N/mm²)	弾性係数 (N/mm²)	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm²)
N	37.2	2.98×10^4	—	—
A	60.5	4.23×10^4	0.199	62.6
B	60.9	4.11×10^4	0.189	
C	69.3	4.10×10^4	0.202	77.2
D	70.6	4.07×10^4	0.208	

(2)軸方向鉄筋

供試体名	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (N/mm²)	破断ひずみ (%)	鉄筋比 (%)
N	370	523	1.90×10^5	—	0.99
A	713	937	1.90×10^5	8.7	
B					1.48
C	749	926	1.93×10^5	10.6	0.99
D					

(3)横拘束鉄筋

供試体名	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (N/mm²)	破断ひずみ (%)	鉄筋比 (%)
N	340	—	1.77×10^5	—	0.33
A	319	472	1.72×10^5	16.3	
B					
C	746	946	1.90×10^5	9.9	
D					0.98

図-1.4 実験供試体諸元(運上らの実験[9),10)])

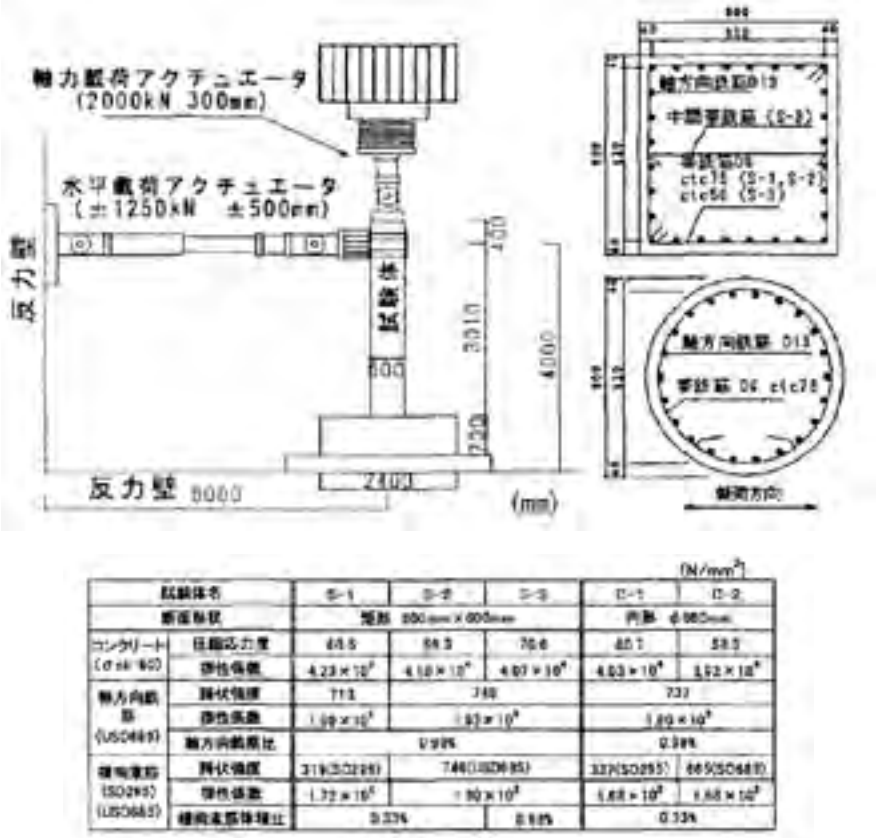


図-1.5 実験供試体諸元(佐藤らの実験[11])

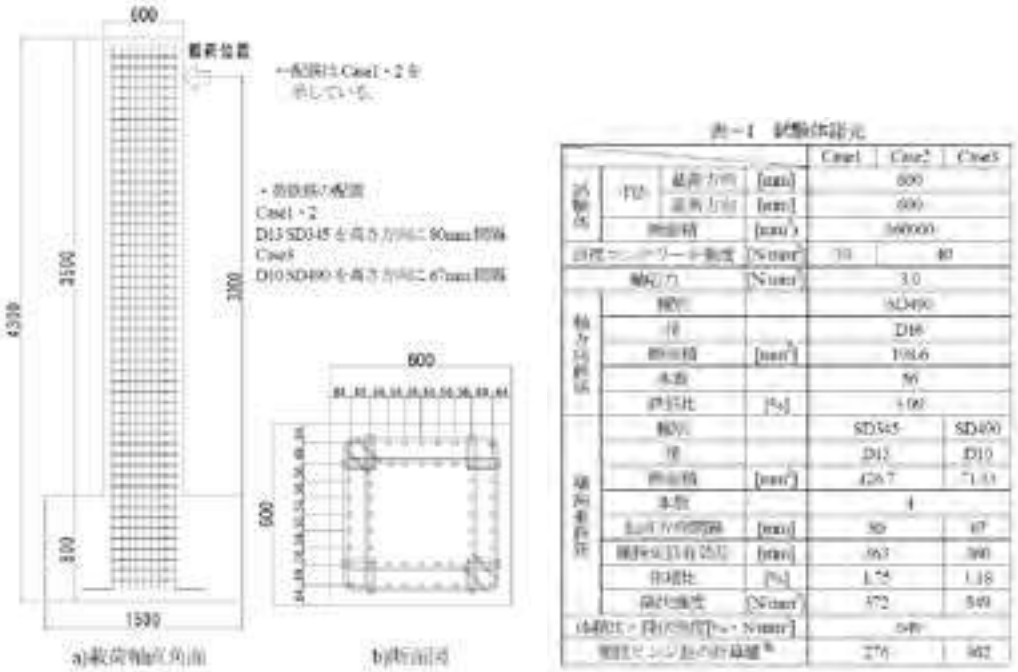


図-1.6 実験供試体諸元(村田らの実験[12])

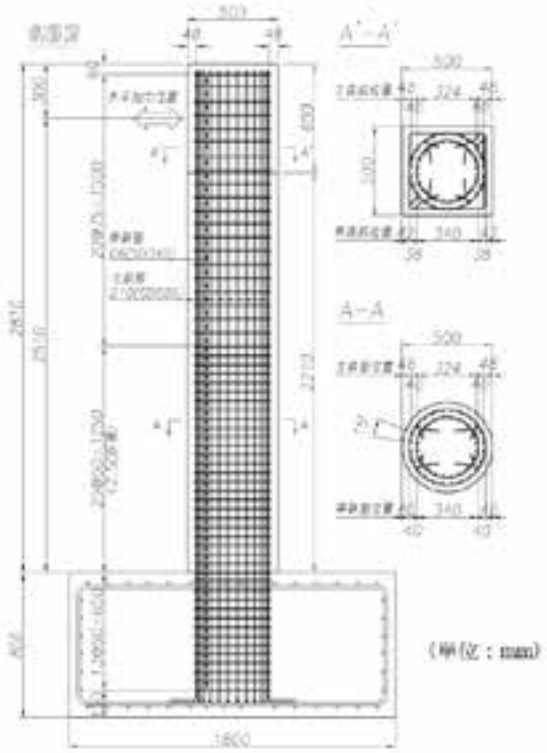


図-1.7 実験供試体諸元（村田らの実験[13]）

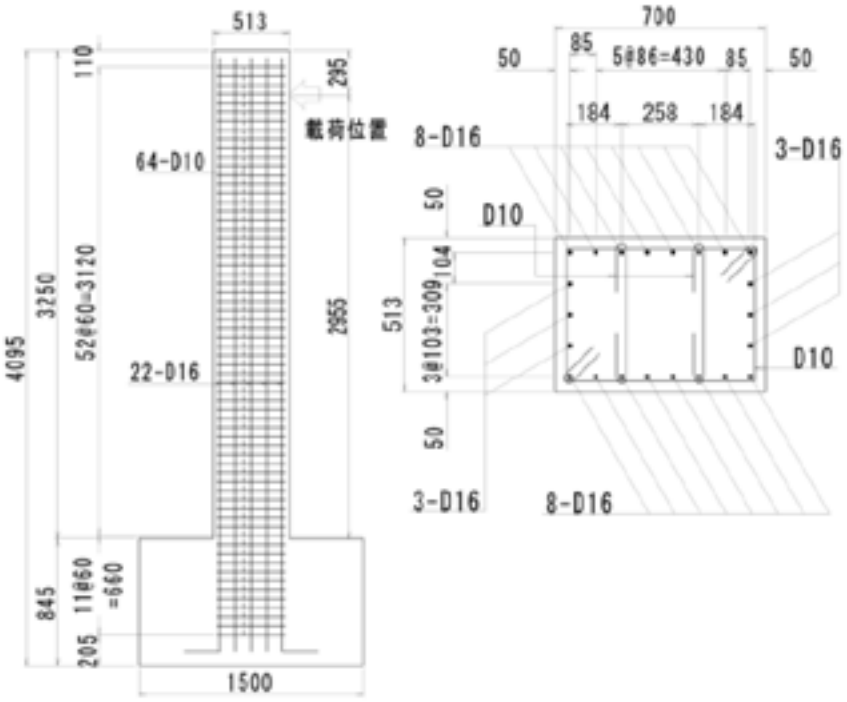


図-1.8 実験供試体諸元（塩畑らの実験[14]）

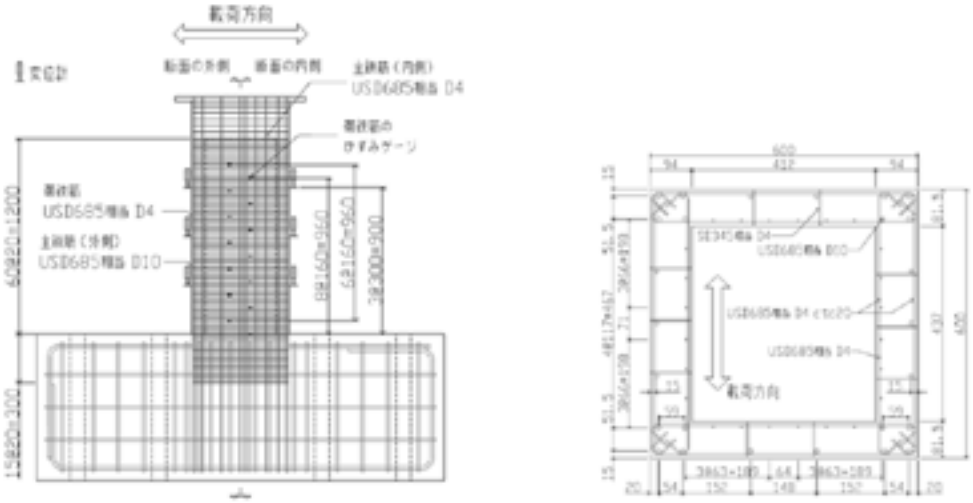
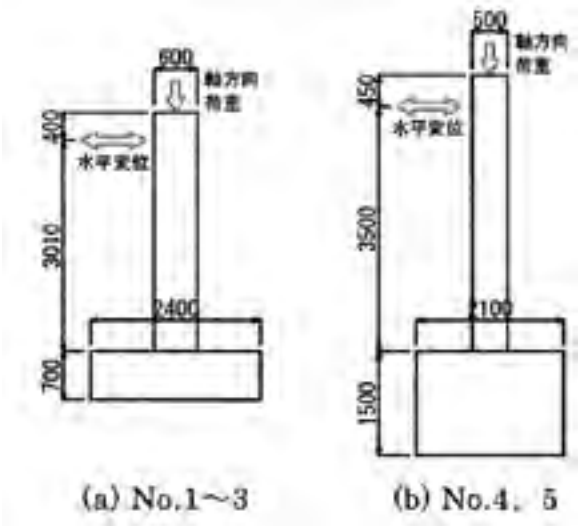


図-1.9 供試体諸元(曽我部らの実験[15])



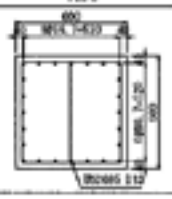
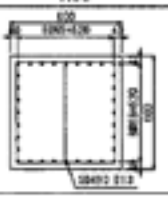
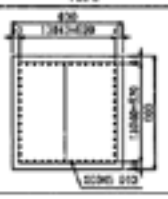
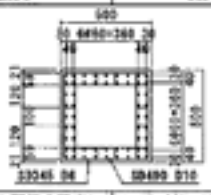
実験ケース	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
コンクリート強度 σ_{ck} N/mm²	40	40	40	40	40
軸方向鉄筋強度	USD685	SD490	SD345	SD490	SD490
帯鉄筋強度	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345
軸方向鉄筋配置	D13 @87-24本	D13 @65-32本	D13 @40-52本	D13 @56-56本(2段)	D13 @56-56本(2段)
軸方向鉄筋比 γ	0.80	1.10	1.80	2.84	2.84
横拘束筋体積比 ρ_s	0.012	0.012	0.012	0.018	0.018
柱基部圧縮応力度 σ N/mm²	1.00	1.00	1.00	2.50	5.00
柱断面図					
備考	同等の自己耐力を保有			中空断面の配筋を想定した中実断面	No.4に対して基部圧縮応力を2.0倍に設定

図-1.10 供試体諸元(玉越らの実験[16])

1.2 コンクリート及び軸方向鉄筋強度の組み合わせ選定の経緯

本検討における実験供試体に使用するコンクリートの設計基準強度及び軸方向鉄筋の降伏強度の組み合わせについては，既往実験より得られている知見を踏まえ選定を行った.

H29年道示 V 編8.5に規定される単柱式の RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の評価式の適用範囲は，コンクリートの設計基準強度21～30N/mm^2, 軸方向鉄筋の種類は SD345, SD395, SD490である[17]. 運上らは，コンクリート設計基準強度60N/mm^2，軸方向鉄筋の降伏強度685N/mm^2(USD685)と，コンクリート及び軸方向鉄筋ともに H14年道示適用範囲[18]を超えた材料を使用した実験を行い，高強度材料を使用した場合，かぶりコンクリートの剥離・剥落や軸方向鉄筋の座屈・破断などの断面損傷が標準材料強度の場合と比べて急激に進むことを示唆した. この原因として, 高強度材料が負担している応力が断面損傷により急激に解放され，非損傷領域の応力分担バランスも急激に変化することで損傷が促進されたと考察している[10]. また，北村らは高強度鉄筋(SD490)を用いた RC 橋脚の模型実験を行い損傷進展メカニズム等の評価，降伏変位や終局耐力の評価法の検証を行うのに先立ち, 鉄筋の低サイクル疲労試験を実施した. その結果, 高強度鉄筋(SD490, USD685)は従来強度の鉄筋(SD345)に比べて，破断に至るまでの繰返し載荷回数及びひずみが小さく，高強度鉄筋の初期変形や繰返し曲げに対する脆化特性が顕著であることを明らかにした[19].

一方で，塩畑らは，山岳橋梁の高橋脚について軸方向鉄筋に SD490を用いることを検討するため，同じ配筋条件で軸方向鉄筋 SD490と設計基準強度30N/mm^{2}または40N/mm^{2}のコンクリートを組み合わせた RC 高橋脚の縮小モデルを用いた正負交番載荷実験を実施した結果，載荷実験における損傷過程や載荷荷重－載荷点変位関係に顕著な違いは認められないことを示した[14]. また，北村らが鉄筋の低サイクル疲労試験と併せて実施した，コンクリート設計基準強度40N/mm^{2}と軸方向鉄筋降伏強度490N/mm^2(SD490)を組み合わせた RC 橋脚の交番載荷実験により, 検討パラメータの範囲内では軸方向鉄筋として SD490を用いた場合であっても，橋脚の変形性能は H14年道示[18]に基づき概ね評価可能であることを示した[19].

このことから，USD685等の H29年道示適用範囲を超える高強度鉄筋を使用した場合，断面損傷に伴う急激な応力解放や高強度鉄筋自体の脆化特性により，標準材料を使用する場合に比べ軸方向鉄筋の座屈や破断が早くなる恐れがあり，H29年道示適用範囲[17]を超える降伏強度を有する軸方向鉄筋を使用することは望ましくないと推察される.

また，塩畑らの実験にて，軸方向鉄筋 SD490と設計基準強度30N/mm^{2}または40N/mm^{2}のコンクリートを組み合わせた RC 高橋脚の縮小モデルにかかる正負交番載荷実験において損傷過程や載荷荷重-載荷点変位関係に顕著な違いが見られなかったように，コンクリートについては H29年道示適用範囲を超える設計基準強度のものを使用したとしても，その破壊形態や変形性能は大きく変わらないと予想される．コンクリート強度を高めることは軸方向の耐荷力を向上させるとともに，コンクリートの緻密性が高まり耐久性向上にも繋がるメリットがあることから，本検討では，コンクリート設計強度60N/mm^{2}と軸方向鉄筋降伏強度490N/mm^2(SD490)の組み合わせを選定し，実験を行うこととした.

２．実験の概要

2.1 実験ケース

実験供試体構造諸元及び道示 V8.5 に規定される RC 橋脚の限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する水平変位の特性値の評価式の適用範囲の上限を**表-2.1** に示す．コンクリートの設計基準強度は評価式の適用範囲の上限を超える 60N/mm^2 とした．また，軸方向鉄筋，横拘束鉄筋はそれぞれ評価式の適用範囲内である SD490, SD345 とした.

本実験では同一構造諸元の供試体を 2 体作製し，作用軸応力をパラメータとした実験を行った．一般的な RC 橋脚と同等の軸応力を想定した標準ケースでは 1.0N/mm^2, 高強度材料の使用により断面が縮小された RC 橋脚の軸応力を想定した高軸応力ケースでは道示 V8.5 の規定の適用上限を超える 3.5N/mm^2 の軸応力を作用させた.

表-2.1 実験供試体構造諸元及び道示 V 適用上限

パラメータ	標準ケース	高軸応力ケース	道示適用上限
柱基部軸圧縮応力度(N/mm^2)	1.00	3.50	3.00
載荷軸力(kN)	360	1260	-
コンクリート強度(N/mm^2)	60		30
軸方向鉄筋強度	SD490		SD490
帯鉄筋強度	SD345		SD345
軸方向鉄筋配置	D13@37-56本		-
軸方向鉄筋比(%)	1.97		2.50
横拘束鉄筋比(%)	1.7		1.8
柱寸法(mm)	600		-

2.2 供試体の諸条件の整理

(1) コンクリートの材料試験結果

表-2.2 にコンクリートの材料試験結果を示す．また，**表-2.3** はコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数の抜粋であり，本実験に使用したコンクリートについてもそれと同程度であることを確認した．

表-2.2 コンクリートの材料試験結果

供試体ケース	標準ケース	高軸応力ケース
圧縮強度（N/mm^2）	62.7	63.9
ヤング係数（N/mm^2）	35600	34700

表-2.3 道示 III 編[20]におけるコンクリートの設計基準強度とヤング係数の関係

設計基準強度(N/mm^2)	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数(N/mm^2)	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

(2) 鉄筋の材料試験結果

表-2.4 に鉄筋の材料試験結果を示す．鉄筋の降伏強度についても，下記に示す鉄筋の機械的性質の範囲内にあることを確認した．

表-2.4 鉄筋の材料試験結果

供試体ケース		標準ケース	高軸力ケース
軸方向鉄筋 SD490	降伏応力（N/mm^2）	554.4	
	ヤング係数（N/mm^2）	185900	
	降伏ひずみ（μ）	2982	
横拘束鉄筋 SD345	降伏応力（N/mm^2）	402.6	
	ヤング係数（N/mm^2）	177900	
	降伏ひずみ（μ）	2263	

道示 I[21]における鉄筋コンクリート用棒鋼の機械的性質

降伏点又は 0.2%耐力

軸方向鉄筋：　SD490：490～625N/mm^2

横拘束鉄筋：　SD345：345～440N/mm^2

(3) 供試体の構造

図-2.1 に実験供試体の構造諸元及び断面図を示す．本実験は土木研究所実験施設において実施したものであり，過去に同一施設で実施された運上らの実験[10)]や玉越らの実験[16)]を参考に構造諸元を決定した．

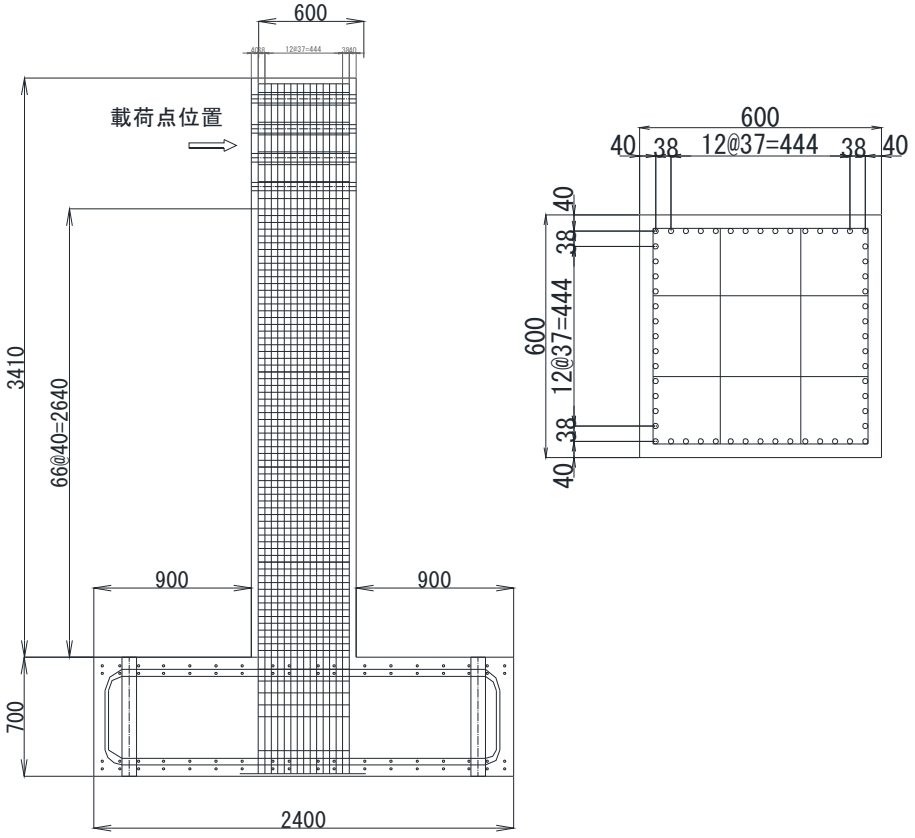


図-2.1 実験供試体構造諸元及び断面図（単位：mm）

2.3 実験方法

供試体セットアップ状況を**図-2.2**，**図-2.3** に，正負交番載荷実験における載荷パターンを**図-2.4** に示す．**図-2.4** に示すように，水平力は変位制御による載荷とし，基準変位 δ_0 の整数倍で各載荷振幅 3 回の載荷を行った．基準変位は，事前に実施したファイバー要素を用いたプッシュオーバー解析より得られた降伏変位及び予備載荷における引張側最外縁鉄筋の降伏ひずみより $1\delta_0$＝30mm と設定した．

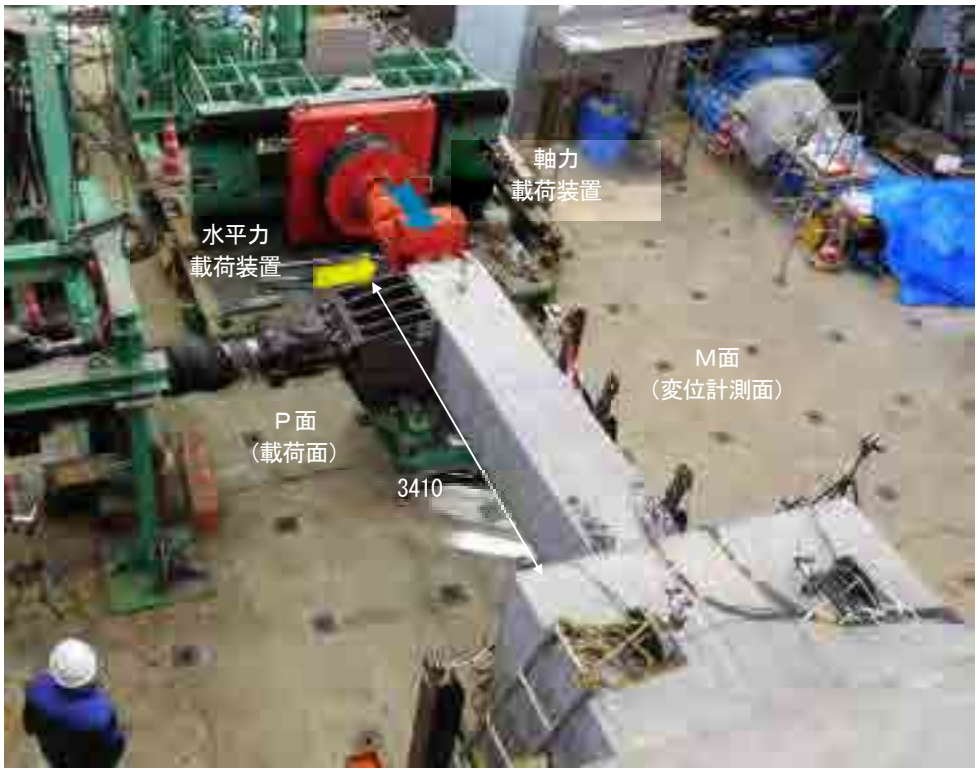


図-2.2 実験供試体設置状況（単位：mm）

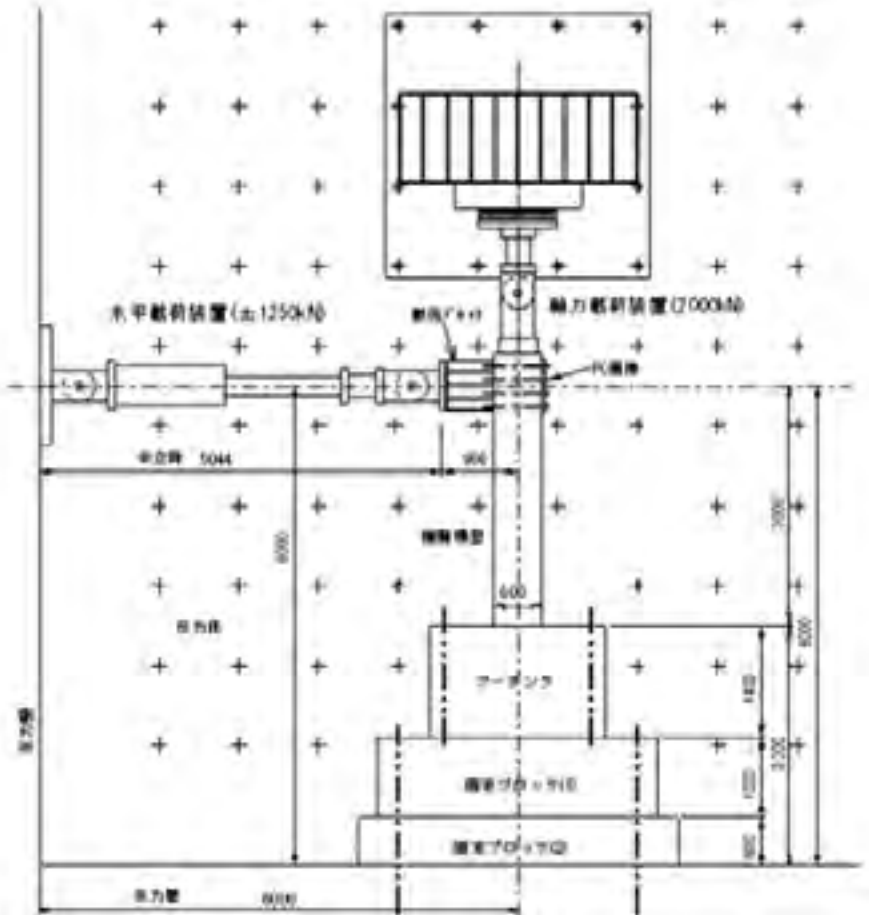


図-2.3 実験供試体設置状況詳細図（単位：mm）

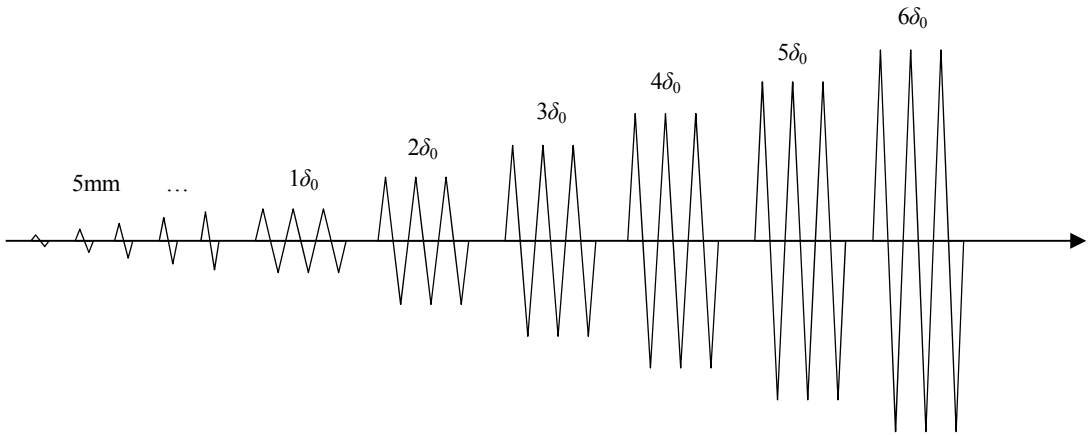


図-2.4 載荷パターン

３．実験結果

3.1 供試体の損傷状況

(1) 標準ケース

標準ケースにおけるひび割れ進展状況を**図-3.1** に，4δ$_0$から 6δ$_0$までの基部の損傷状況を**図-3.2** に示す．なお，本検討では，**図-2.2** に示した変位計測側（M 面側）のひび割れ進展状況及び基部損傷状況について記載した．

標準ケースでは，図に示すように，$2\delta_0$で基部から 2200mm 程度の高さまで水平ひび割れが発生した．$3\delta_0$では縦方向ひび割れが発生，基部のかぶりコンクリートの軽微な剥離が生じた．$4\delta_0$では基部のかぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋がはらみ出し始めた．$5\delta_0$では P 面側で 3 本，M 面側で 3 本の帯鉄筋が破断し，$6\delta_0$では P 面側でさらに 1 本の帯鉄筋が破断し，軸方向鉄筋は 15 本の破断が生じた．$6\delta_0$では，図に示すように，かぶりコンクリートが基部から 240mm 程度の高さまで剥落した．

道示 V 適用範囲内の一般的な RC 橋脚では，軸方向鉄筋の降伏後，水平力が水平耐力において安定して保持されたのち，かぶりコンクリートの剥離，軸方向鉄筋のはらみ出し等により水平力が低下し始め，横拘束鉄筋で拘束された内部のコンクリートの破壊や軸方向鉄筋の破断等により最終状態に至ることが道示 V8.5 に解説されている．本実験の結果は，このような一般的な RC 橋脚の損傷過程と同様の損傷過程であった．

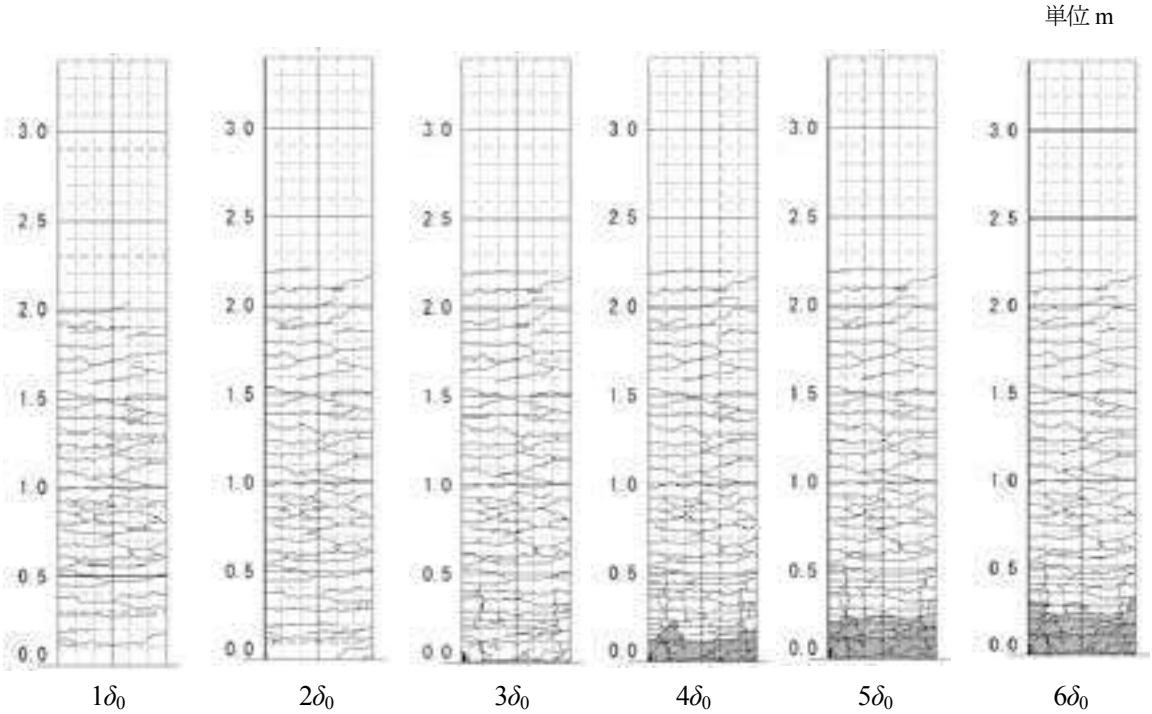


図-3.1 標準ケースにおける M 面側ひびわれ状況

(a) $4\delta_0$_M 面

(b) $4\delta_0$_P 面

図-3.2 標準ケースの損傷状況写真

(c) $5\delta_0$_M 面

(d) $5\delta_0$_P 面

図-3.2 標準ケースの損傷状況写真（続き）

(e) $6\delta_0$_M 面

(f) $6\delta_0$_P 面

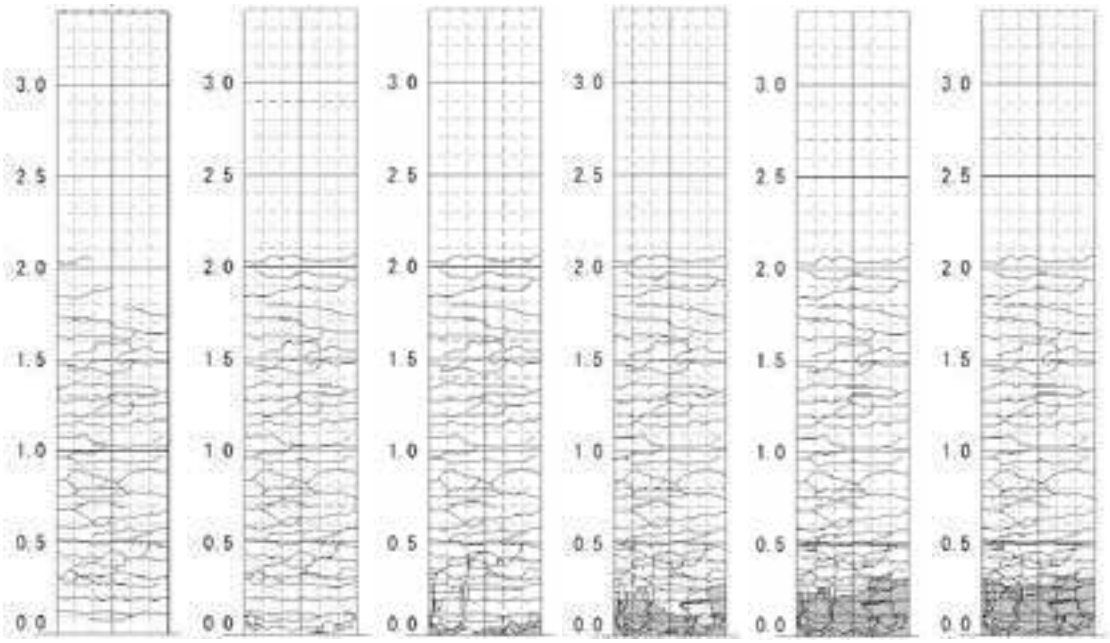
図-3.2 標準ケースの損傷状況写真（続き）

(2) 高軸応力ケース

高軸応力ケースにおけるひび割れ進展状況の比較を**図-3.3** に，$4\delta_0$ から $6\delta_0$ までの基部の損傷状況の比較を**図-3.4** に示す．高軸応力ケースは標準ケースと概ね同様の損傷過程を示した．$4\delta_0$ では，P 面側の 1 本の帯鉄筋が破断した．$5\delta_0$ では，帯鉄筋が P 面側で 3 本，M 面側で 3 本破断し，$6\delta_0$ では帯鉄筋が 1 本，軸方向鉄筋が 15 本破断した．図に示すように，かぶりコンクリートは標準ケースと同様に基部から 240mm 程度の高さまで剥落した．

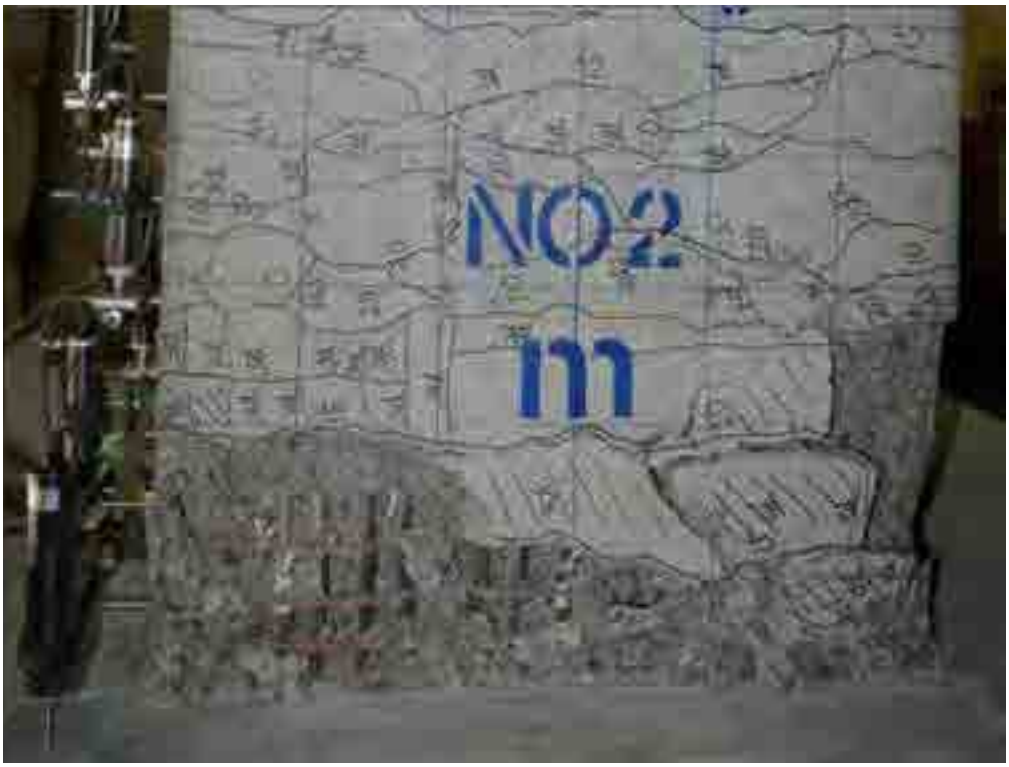
高軸応力ケースの結果についても，一般的な RC 橋脚の損傷過程と同様であることを確認した．

単位 m



$1\delta_0$　$2\delta_0$　$3\delta_0$　$4\delta_0$　$5\delta_0$　$6\delta_0$

図-3.3 高軸応力ケースにおける M 面側ひびわれ状況



(a) $4\delta_0$_M 面

(b) $4\delta_0$_P 面

図-3.4 高軸応力ケースの損傷状況写真

(c) $5\delta_0$_M 面

(d) $5\delta_0$_P 面

図-3.4 高軸応力ケースの損傷状況写真（続き）

(e) $6\delta_0$_M 面

(f) $6\delta_0$_P 面

図-3.4 高軸応力ケースの損傷状況写真（続き）

3.2 水平力-水平変位

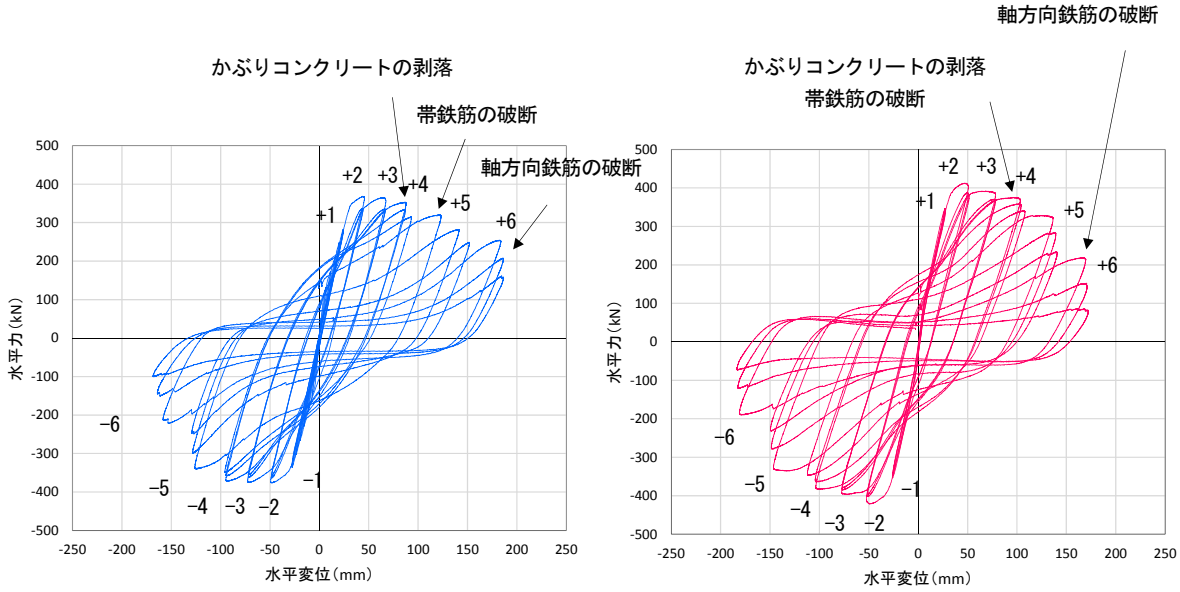
水平力-水平変位関係の比較を**図-3.5** に示す．**図-3.5** の水平力-水平変位関係は，実験において計測した軸方向鉄筋の伸び出し量による水平変位分を差し引く補正を行ったものである．

(1) 標準ケース

図-3.5(a)に標準ケースの水平力-水平変位関係を示す．標準ケースでは $2\delta_0$ で最大水平力となり，$2\delta_0$ 以降水平力を保持するが，$4\delta_0$ より水平力が低下し始めた．

(2) 高軸応力ケース

図-3.5(b)に高軸応力ケースの水平力-水平変位関係を示す．高軸応力ケースでは，標準ケース同様に $2\delta_0$ で最大水平力となったが，最大水平力直後から水平力が低下し始めた．



(a) 標準ケース　　(b) 高軸応力ケース

図-3.5 水平力-水平変位関係の比較

(3) 標準ケースと高軸応力ケースの包絡線比較

図-3.6 に水平力-水平変位の包絡線による比較を示す．また，**表-3.1** に降伏時及び最大耐力時の水平力，水平変位の比較を示す．ここで，本実験では，引張側最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達するときを降伏と定義した．表より，降伏荷重は高軸応力ケースが標準ケースに比べ 60kN 程度大きく，また最大荷重では高軸応力ケースが標準ケースに比べて 40kN 程度大きくなった．これは，高軸応力ケースでは大きな軸力が作用することにより，コンクリートの圧縮領域が増えコンクリート負担分が大きくなるため，最大耐力が大きくなると考えられる．

しかし，ポストピークでは高軸応力ケースの方が標準ケースに比べ荷重低下が急であった．これは，高軸応力ケースでは，同一曲率時（同一変形時）に高軸力による大きな圧縮ひずみが生じるため，圧縮軟化領域に入るコンクリートの範囲が広くなり，標準ケースに比べ急激な荷重低下が生じると考えられる．

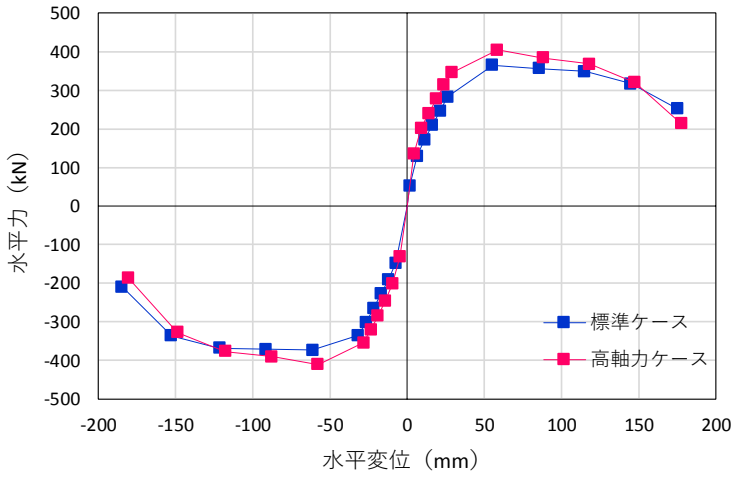


図-3.6 水平力-水平変位の包絡線による比較

表-3.1 降伏時および最大荷重時の水平力-水平変位の比較

		変位（mm）		荷重（kN）		
		降伏時	最大荷重時	降伏時	最大荷重時	Pmax/Py
標準ケース	正側	26.3	55.4	282.4	364.5	1.29
	負側	-31.5	-61.3	-334.6	-372.7	1.11
高軸応力ケース	正側	28.9	58.5	346.1	404.5	1.17
	負側	-28.1	-57.6	-353.5	-410.6	1.16

3.3 エネルギー吸収量

各基準変位，各サイクルにおけるエネルギー吸収量を**図-3.7** に示す．ここで，エネルギー吸収量は文献 22) を参考に下記の式に基づき算出した．

$$W = \sum_i \frac{1}{2}\left(P_{i+1} + P_i\right)\left(\delta_{i+1} - \delta_i\right) \tag{3.1}$$

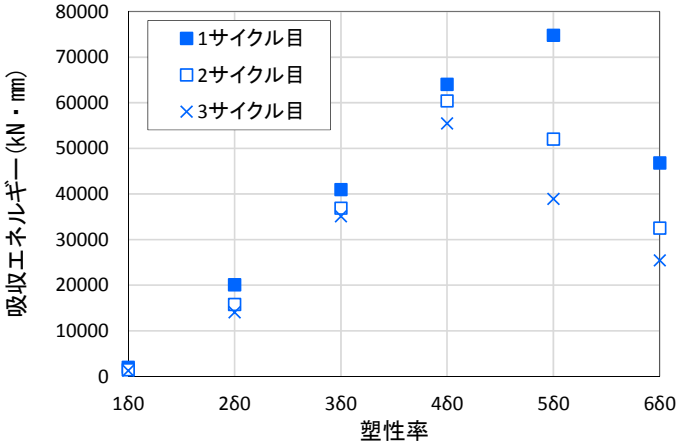
ここで，

W：履歴吸収エネルギー（kN・mm）　　P_i：i 番目のデータ計測時における水平力（kN）

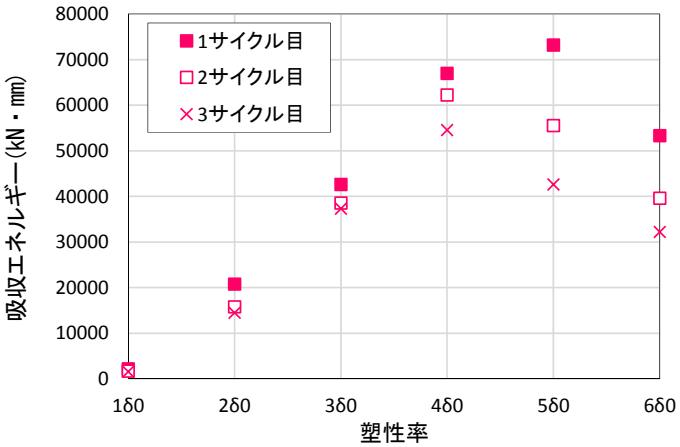
δ_i：i 番目のデータ計測時における水平変位（mm）

橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)[22]では，軸方向鉄筋の座屈が生じると履歴吸収エネルギーが前の載荷変位時よりも減少することが示されている．**図-3.7** より，$4\delta_0$ まで線形的に増加しているが，$4\delta_0$ の 3 サイクル目で 2 サイクル目との乖離が発生し，$5\delta_0$ の 2 サイクル目では $4\delta_0$ の 2 サイクル目と比べエネルギー吸収量が減少していることから，軸方向鉄筋の座屈が発生の可能性が考えられる．また，$5\delta_0$ の 1 サイクル目までは増加傾向にあるが，それ以降は全体的にエネルギー吸収量が低下している．

また，**図-3.7** より繰返し載荷におけるエネルギー吸収の傾向は軸応力によらずほぼ等しいことがわかる．



(a) 標準ケース

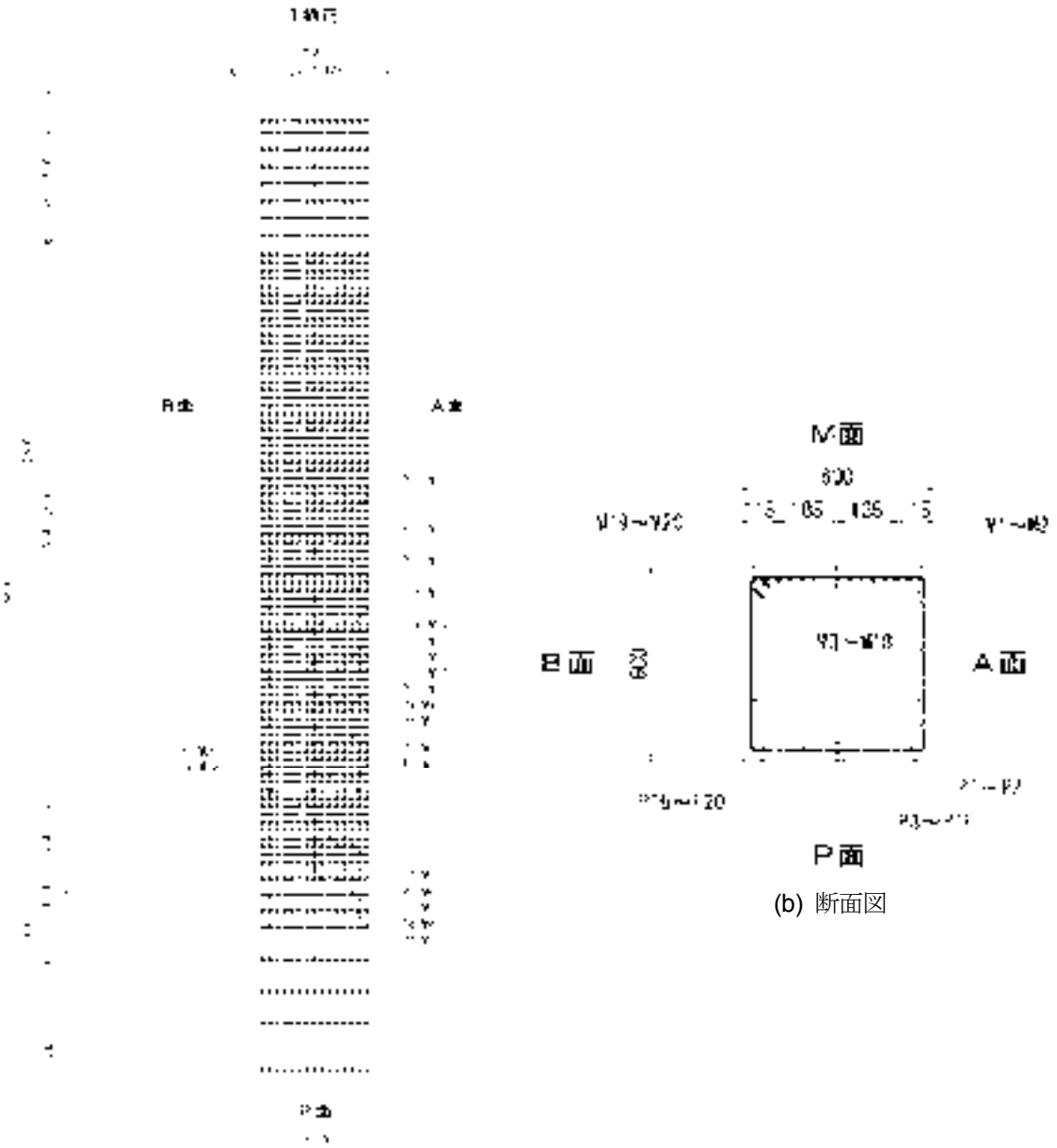


(b) 高軸応力ケース

図-3.7 繰返し載荷におけるエネルギー吸収量の推移

3.4 軸方向鉄筋ひずみ分布

図-3.8 に軸方向鉄筋に貼り付けたゲージの位置を示す．P 面，M 面の中央に位置する軸方向鉄筋に対し，部材軸方向のひずみ分布がわかるように細かくゲージを配置した．なお，フーチング内部には，基部から軸方向鉄筋径の約 30 倍となる 400mm までゲージを貼付した．



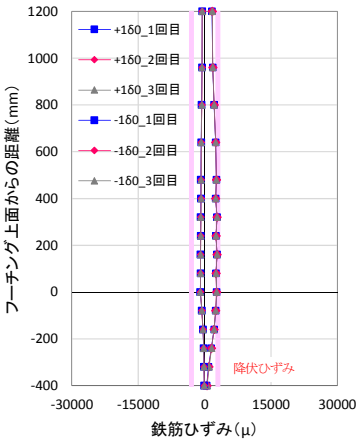
(a) 正面図

(b) 断面図

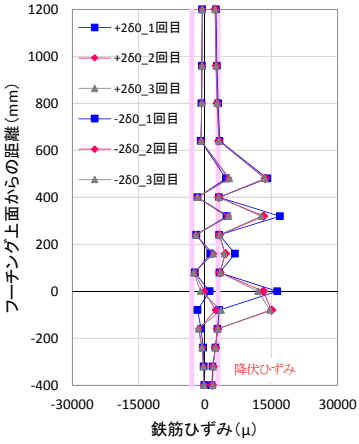
図-3.8 ゲージ貼付位置(軸方向鉄筋)

(1) 標準ケース

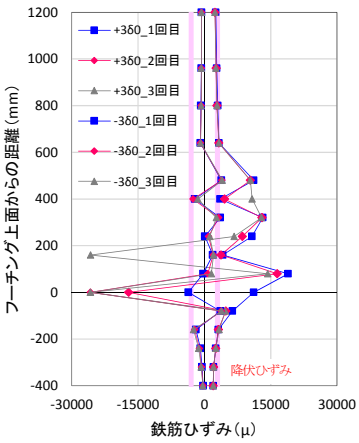
図-3.9 に標準ケースの各塑性率における軸方向鉄筋のひずみ分布図を示す．図より，標準ケースにおける軸方向鉄筋の降伏範囲は-240mm～800mm であった．



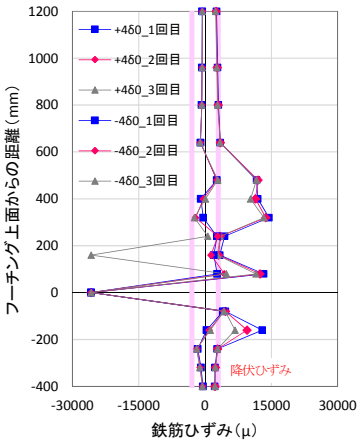
(a) $1\delta_0$



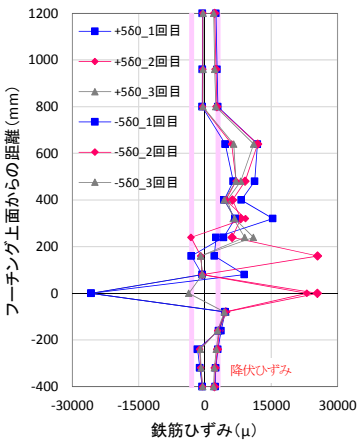
(b) $2\delta_0$



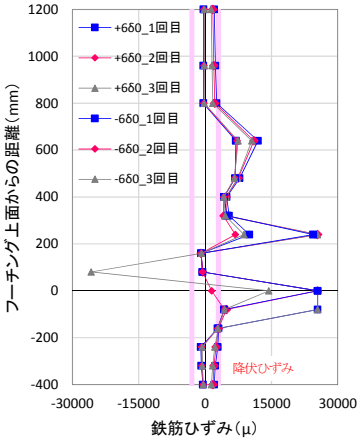
(c) $3\delta_0$



(d) $4\delta_0$



(e) $5\delta_0$

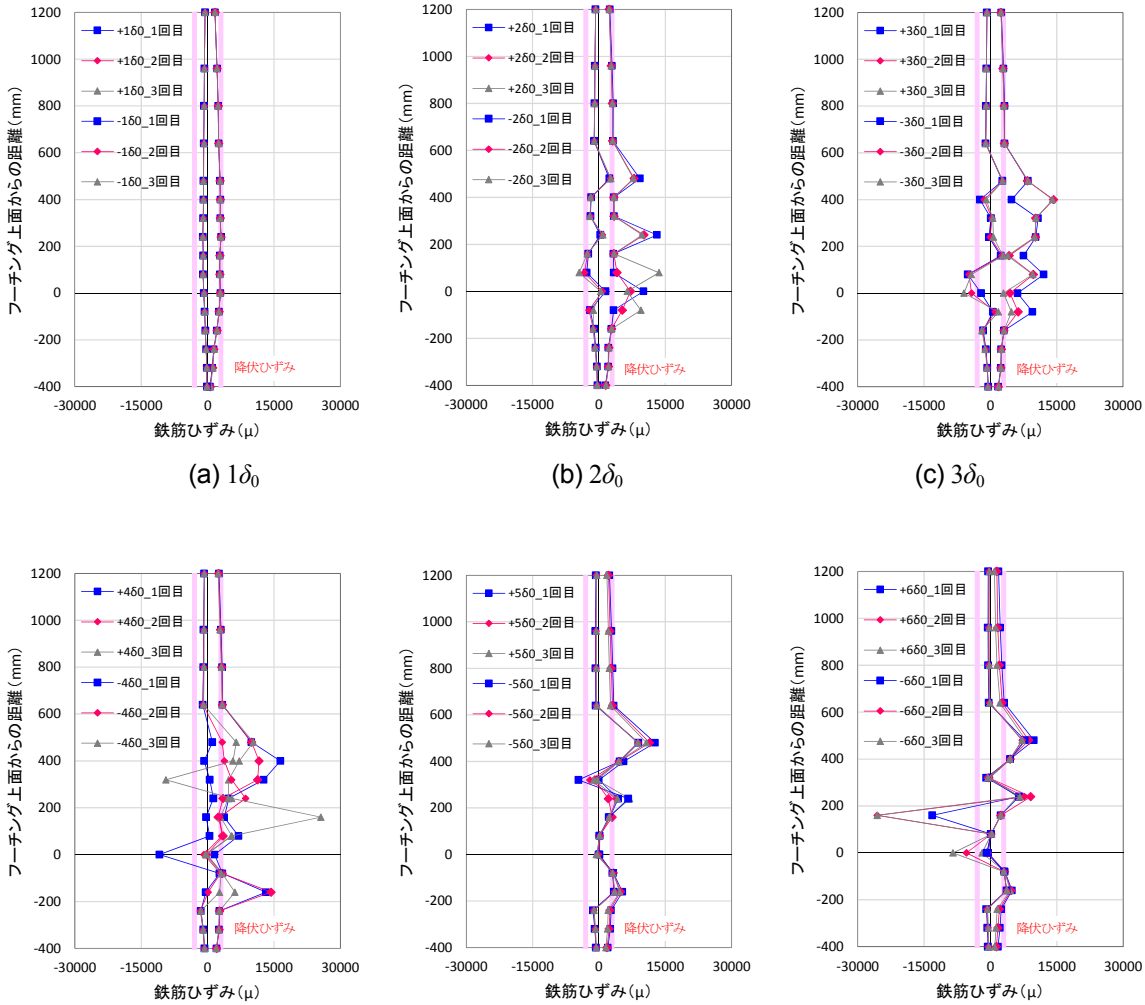


(f) $6\delta_0$

図-3.9 標準ケースの軸方向鉄筋のひずみ分布（M 面側）

(2) 高軸応力ケース

図-3.10 に高軸応力ケースの各塑性率における軸方向鉄筋のひずみ分布図を示す．図より，高軸応力ケースにおける軸方向鉄筋の降伏範囲は-240mm～640mm であった．



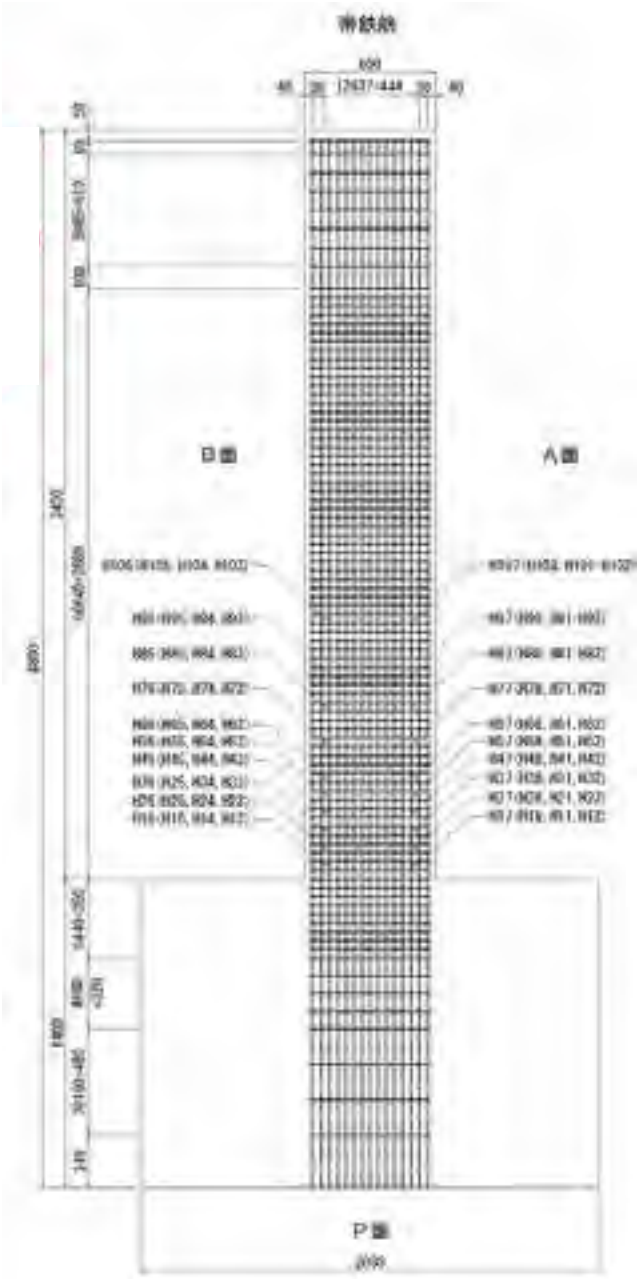
(a) $1\delta_0$　(b) $2\delta_0$　(c) $3\delta_0$

(d) $4\delta_0$　(e) $5\delta_0$　(f) $6\delta_0$

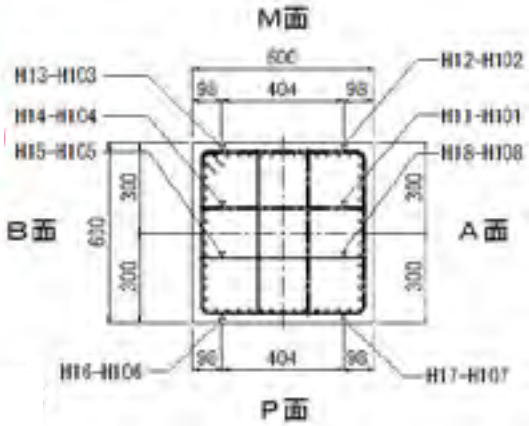
図-3.10 高軸応力ケースの軸方向鉄筋のひずみ分布(M 面側)

3.5 帯鉄筋ひずみ分布

図-3.11 に帯鉄筋に貼り付けたゲージの位置を示す．図より帯鉄筋の P 面側，M 面側隅角部付近のひずみを測定した．また，軸方向鉄筋の座屈に対し中間帯鉄筋も機能すると考えられるため，中間帯鉄筋のひずみについても測定した．軸方向鉄筋と同様に，部材軸方向のひずみ分布がわかるように細かくゲージを配置した．



(a) 正面図

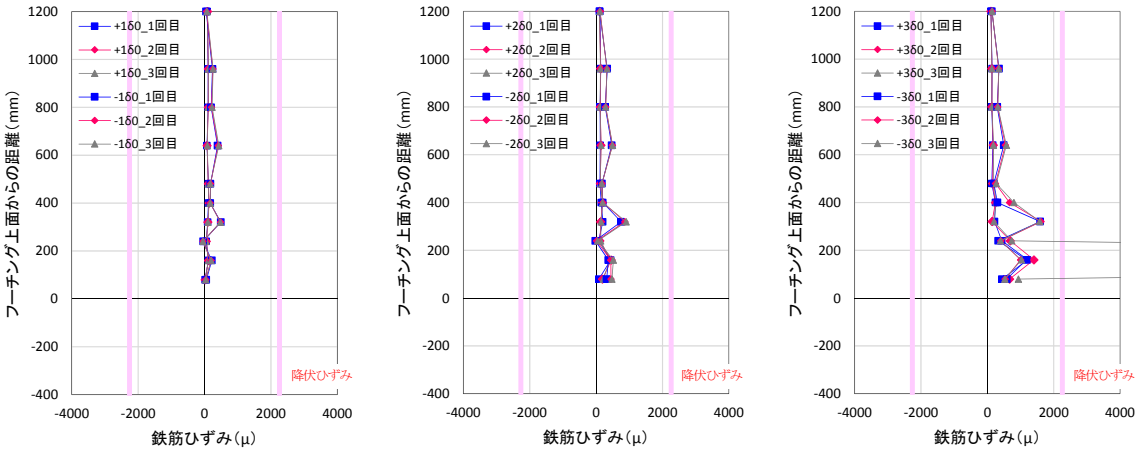


(b) 断面図

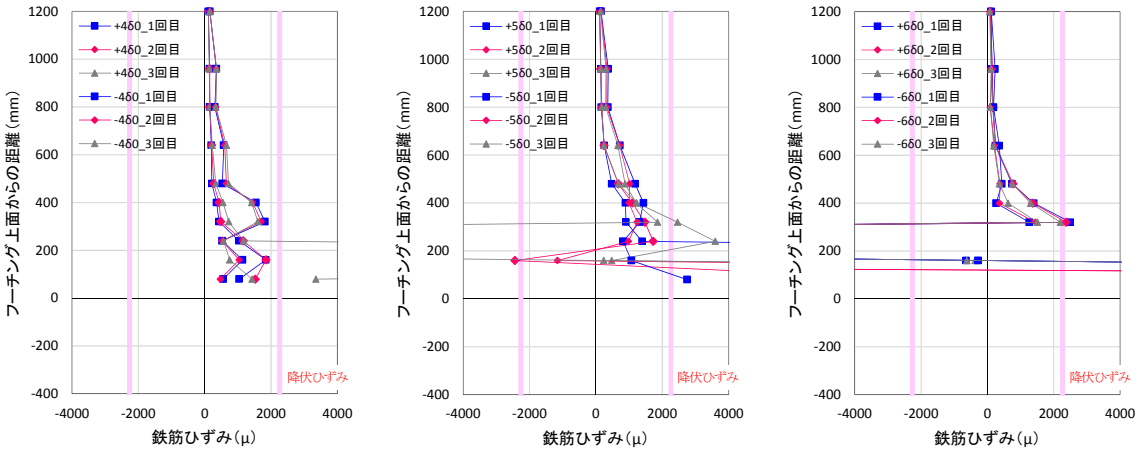
図-3.11 ゲージ貼付位置（帯鉄筋）

(1) 標準ケース

図-3.12 に標準ケースの各塑性率における帯鉄筋のひずみ分布図を示す．図より，$3\delta_0$ の 3 サイクル目において基部で帯鉄筋の降伏を確認した．その後，かぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となる $4\delta_0$ 以降，基部から 320mm 程度まで帯鉄筋の降伏を確認した．



(a) $1\delta_0$　　(b) $2\delta_0$　　(c) $3\delta_0$



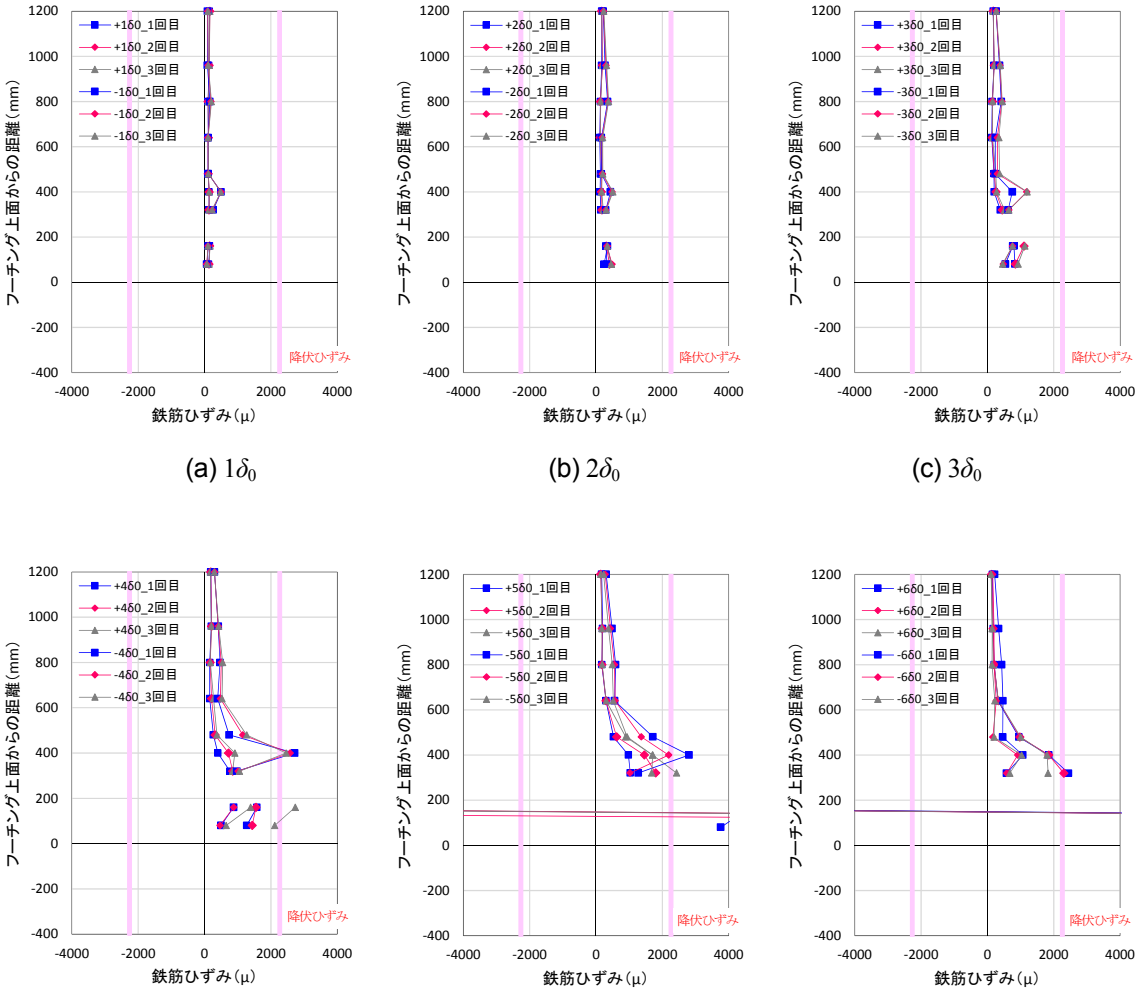
(d) $4\delta_0$　　(e) $5\delta_0$　　(f) $6\delta_0$

図-3.12 標準ケースの帯鉄筋ひずみ分布（M 面側）

(2) 高軸応力ケース

図-3.13 に高軸応力ケースの各塑性率における帯鉄筋のひずみ分布図を示す．320mm 位置のひずみについては，ゲージ不良により測定不可であった．

図より，$4\delta_0$ の 1 サイクル目において基部から 400mm 位置での帯鉄筋の降伏を確認した．その後，$4\delta_0$ の 3 サイクル目で基部付近においても帯鉄筋の降伏を確認した．



(a) $1\delta_0$　(b) $2\delta_0$　(c) $3\delta_0$

(d) $4\delta_0$　(e) $5\delta_0$　(f) $6\delta_0$

図-3.13 高軸応力ケースの帯鉄筋ひずみ分布（M 面側）

3.6 曲率分布

図-3.14 に変位計設置位置を示す．変位計は「橋の耐震設計の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）」[22]図を参考に設置しており，曲率は式(3.2)を用いて算出する．本実験において，曲率算出用変位計は供試体基部に計 16 箇所（8 箇所×2 測線）設置しており，これらの水平変位を基に 8 箇所の曲率を算出した．なお，変位の測点箇所はフーチング天端から 30mm，110mm，190mm，270mm，350mm，430mm，590mm，750mm の位置である．

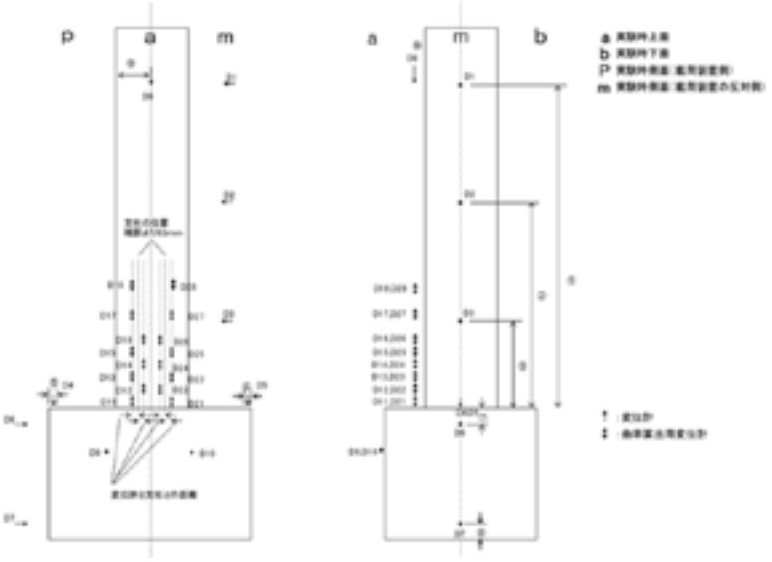


図-3.14 変位計設置位置

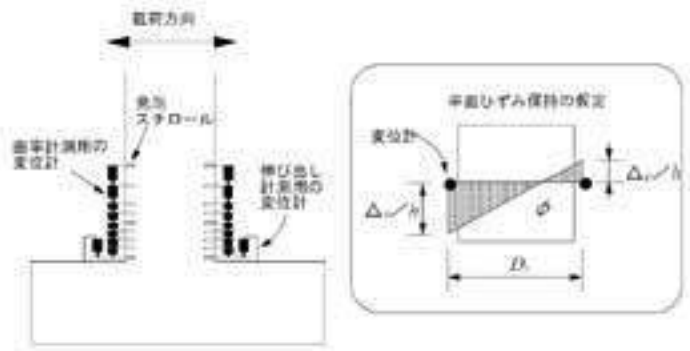


図-3.15 RC 橋脚模型における曲率の計測方法

$$\varphi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \tag{3.2}$$

ここで，

φ：計測区間内の断面における平均曲率

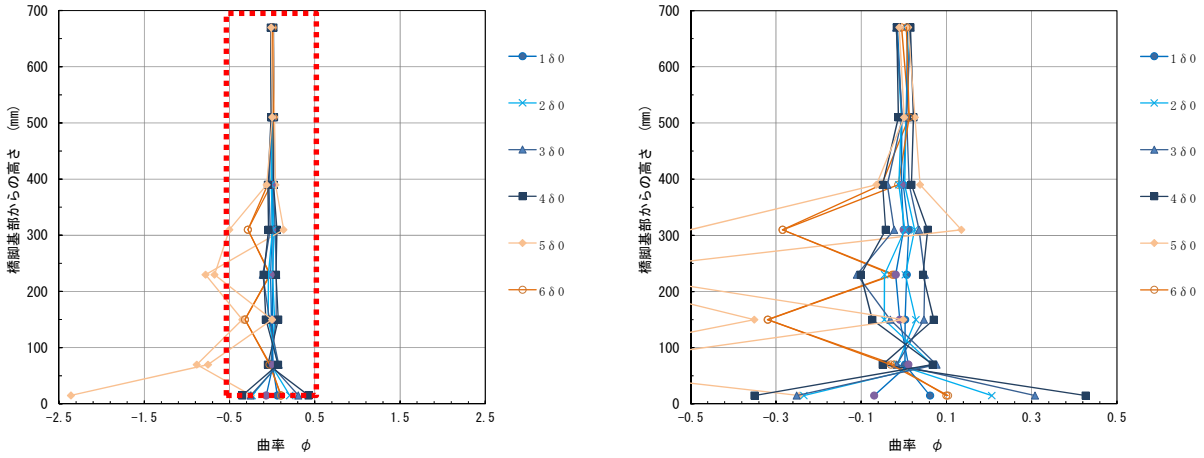
Δ_T，Δ_C：計測区間における引張縁近傍及び圧縮縁近傍の相対変位

D_t：引張縁側と圧縮縁側に配置された変位計の距離

h：計測区間長

(1) 標準ケース

図-3.16 に標準ケースにおける曲率分布を示す．なお，曲率は変位計設置箇所間の平均値を表すことから，変位計設置位置間の中間点に代表値としてプロットした．なお，$5\delta_0$ 及び $6\delta_0$ における曲率分布を示しているが，これらの時点ではかぶりコンクリートの剥落に伴い変位計の位置がずれており，変位が正確に計測できていないことから，参考値として示す．図より橋脚基部からの高さ 15mm の位置における曲率が最も大きくなる傾向にあり，150mm から 390mm までの範囲においてもわずかに曲率が大きくなっていることがわかる．一方で橋脚基部から 75mm の位置においてそれほど曲率が生じていない．これは変位計間でのひび割れの有無の影響が大きく，計測間での 30mm から 110mm の計測範囲内においてひび割れが発生していないことから変位(曲率)が生じなかったと考えられる．

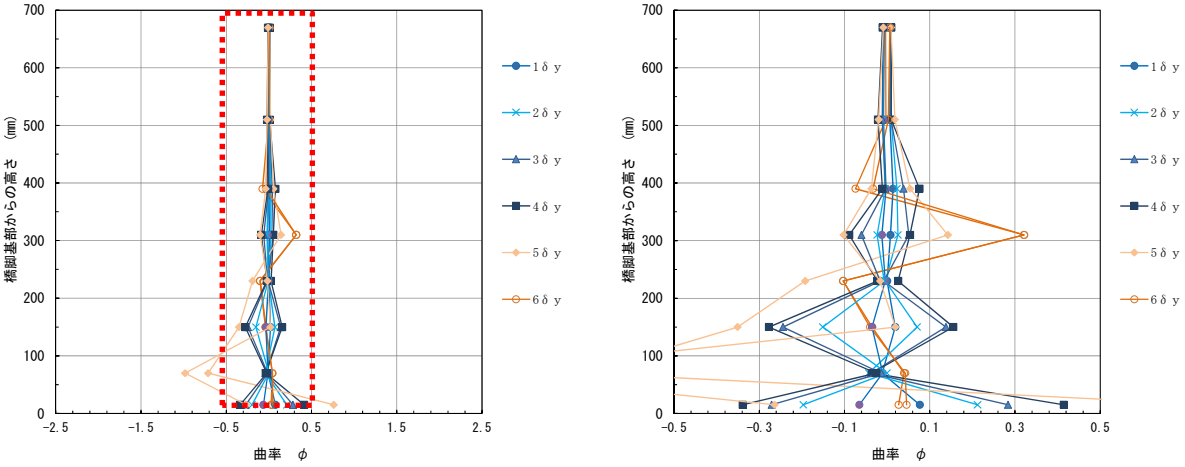


(a) 全範囲　　(b) 拡大

図-3.16 標準ケースの曲率分布

(2) 高軸応力ケース

図-3.17 に高軸応力ケースにおける曲率分布を示す．図より高軸応力ケースにおいても橋脚基部からの高さ 15mm の位置で曲率が最も大きくなっており，150mm から 390mm 範囲でも曲率が生じていることがわかる．また，橋脚基部からの高さが 390mm より高さの高い位置では曲率が生じない結果となった．



(a) 全範囲　　(b) 拡大

図-3.17 高軸応力ケースの曲率分布

3.7 最大ひび割れ幅

図-3.18 に実験時に計測したひび割れ幅の比較を示す．ひび割れ幅は，各載荷サイクルにおいて，最もひび割れ幅が大きいと思われる箇所のひび割れ幅を記載した．

図より，標準ケースでは P 面に比べ M 面側のひび割れ幅が大きかった．高軸応力ケースでは $3\delta_0$ 時を除き M 面側と P 面側でひび割れ幅はほぼ等しかった．標準ケースと高軸応力ケースの比較より，高軸応力ケースは標準ケースに比べてひび割れ幅が全体的に小さいことがわかる．

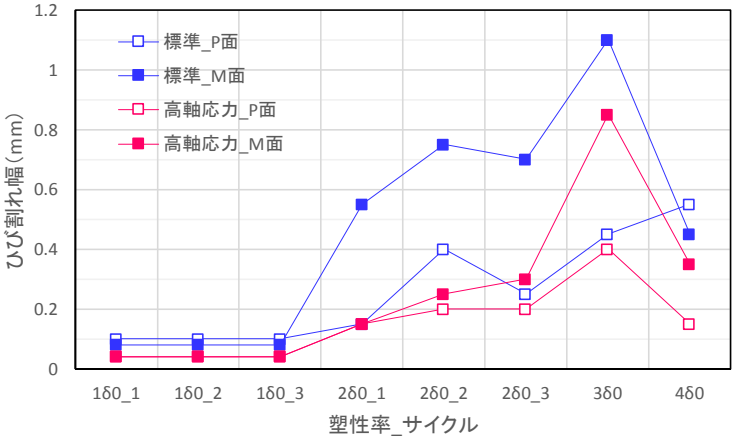


図-3.18 載荷サイクルとひび割れ幅の関係

3.8 切断面の状況

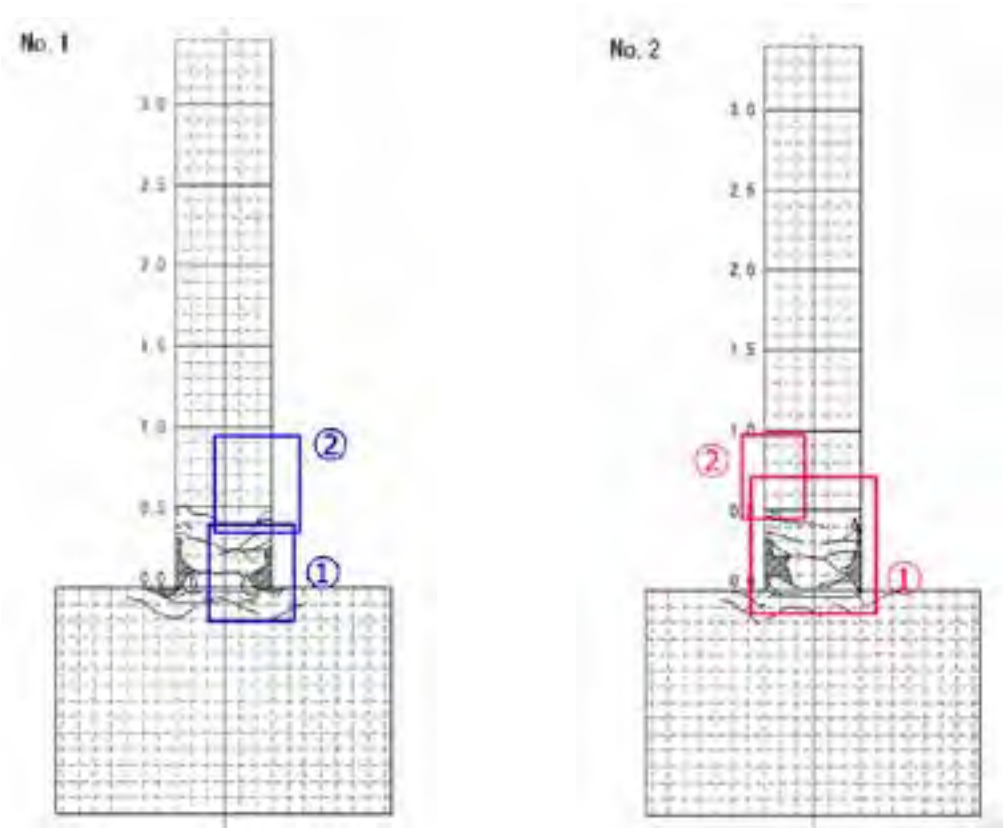
本実験では載荷実験終了後，供試体断面の中心にて部材軸方向に切断し，内部の損傷発生状況を確認した．**図-3.19** に切断面のひび割れ状況を，**図-3.20** に切断面の拡大写真を示す．

(1) 標準ケース

P 面，M 面より生じたひび割れが内部で連結していることを確認した．また，幅の大きなひび割れが 3 本中心まで進展しており，その中でもひび割れは基部から 100mm の位置でひび割れが卓越しヒンジのような曲面を形成することがわかった．また，軸方向鉄筋部分の拡大写真より，基部から 550mm まで軸方向鉄筋の周りに黒い筋が見られ，付着すべりが発生していることを確認した．

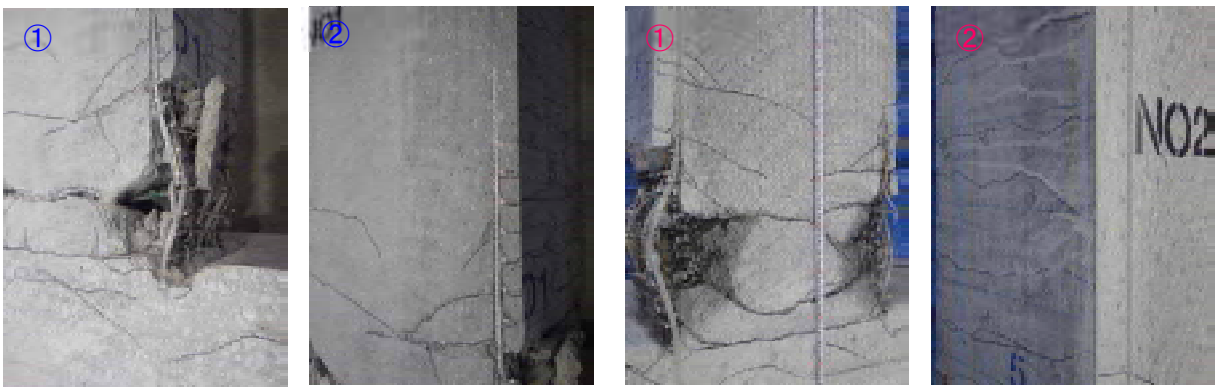
(2) 高軸応力ケース

標準ケース同様に，P 面，M 面より生じたひび割れが内部で連結しており，内部のひび割れは 3 本が中心まで進展していた．ひび割れは基部から 50mm，200mm で卓越していることを確認した．また，基部から 450mm 程度まで付着すべりが発生していることを確認した．



(a) 標準ケース　　(b) 高軸応力ケース

図-3.19 切断面ひび割れ図



(a) 標準ケース　　(b) 高軸応力ケース

図-3.20 切断面拡大写真

3.9 実験におけるRC橋脚の限界状態に相当する水平変位

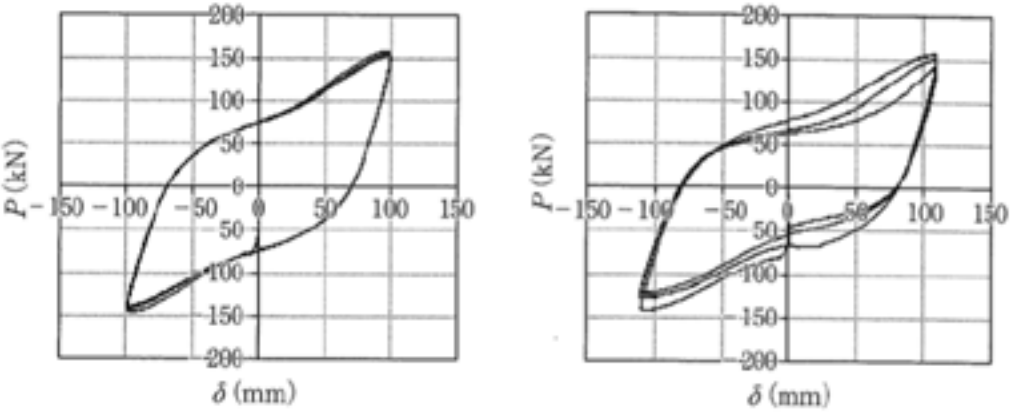
(1) 道路橋示方書におけるRC橋脚の限界状態2及び限界状態3の考え方

表-3.2 に示すように，道示 V8.4 では，各限界状態に相当する変位の特性値は，静的な正負交番繰返し載荷を受ける RC 橋脚の水平力-水平変位関係の骨格曲線，エネルギー吸収能及び損傷の進展を踏まえ，限界状態が定められている．部材等の挙動が可逆性を失うものの，耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態が限界状態 2 とされており，水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態が 2 とされている．また，限界状態 3 は，地震時保有水平耐力を保持できる限界の状態とされている．**図-3.21** にエネルギー吸収を安定して期待できる履歴曲線の一例を示す．

また，道示 V8.5 では，この状態の設定にあたっては，実験で得られた RC 橋脚の水平力-水平変位関係において，一定振幅で 3 回の正負交番繰返し載荷を与えた場合に，同一振幅の載荷において 3 回目の載荷における水平力の最大値が 1 回目の載荷における水平力の最大値の 85%を下回らないこと，また 2 回目の載荷と 3 回目の載荷におけるエネルギー吸収量を比較してエネルギー吸収量の低下が 10%程度以下であることが目安となると解説されている．また，限界状態 3 に相当する水平変位を推定するための軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st3} は，実験で得られた RC 橋脚の水平力-水平変位関係において，水平力が地震時保有水平耐力を保持できなくなった限界の状態に相当する変位に対して設定されている．

表-3.2 鉄筋コンクリート橋脚に塑性化を考慮する橋における
鉄筋コンクリート橋脚の限界状態の設定

	限界状態2	限界状態3
鉄筋コンクリート橋脚の限界状態	部材等の挙動が可逆性を失うものの，耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態．水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態．	地震時保有水平耐力を保持できる限界の状態．
鉄筋コンクリート橋脚の損傷状況	曲げひび割れが残留する程度の損傷に留まり，鉛直耐荷力の低下の恐れがなく，余震に対しても直ちには水平耐荷力の低下が生じない．	この段階を超えるとかぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になるため，水平力の低下が顕著となり，安定して耐力が確保されなくなり，余震に対しても，耐荷力を喪失する可能性が生じる．



(a) 安定した履歴曲線の例　　(b) 水平力やエネルギー吸収に低下が見られる履歴曲線の例

図-3.21 同一振幅における 3 回の繰返し載荷に対する履歴曲線の変化 [23)]

本実験での繰返し載荷における水平力の低下度合いを**図-3.22** に示す．また，同一振幅の 3 回の繰返し載荷における水平力とエネルギー吸収量の低下度合いを**図-3.23** に示す．

本実験も同様に整理した結果，標準ケースの $5\delta_0$ では水平耐力比が 0.78，吸収エネルギー比が 0.75，高軸応力ケースの $5\delta_0$ では水平耐力比が 0.72，吸収エネルギー比が 0.77 となり，限界状態 2 における水平力及びエネルギー吸収量の低下度の目安を下回ることから，標準ケース，高軸応力ケースともに，直前の $4\delta_0$ が限界状態 2 に相当すると考えられる．

また，本実験での同一振幅における 3 回の繰返し載荷に対する履歴曲線の変化を**図-3.24**，**図-3.25** に示す．道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料[23]では，耐震性能 3（限界状態 3）は塑性ヒンジ領域において軸方向鉄筋のはらみ出しが生じている段階であり，この段階において同一振幅で載荷を繰返すと，繰返し回数が増えるにつれて，水平変位が最大となる付近での水平力が低下し，これに伴いエネルギー吸収能も低下することが示されている．図より，両ケース共に，$4\delta_0$ まで安定した履歴曲線を示すが，$5\delta_0$ より繰返し回数が増えるにつれて水平変位の最大となる付近で水平力が低下し，またエネルギー吸収能が小さくなることから，$4\delta_0$ が限界状態 3 に相当すると考えられる．

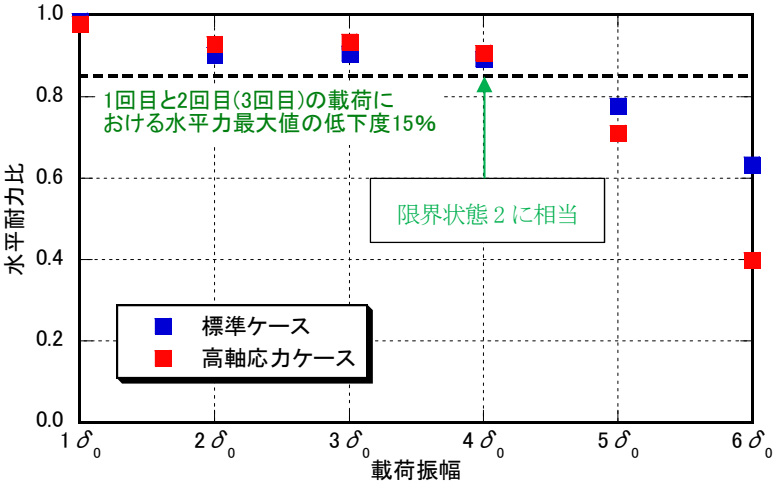


図-3.22 同一振幅の 3 回の繰返し載荷における水平力の低下度合い（3 サイクル目/1 サイクル目）

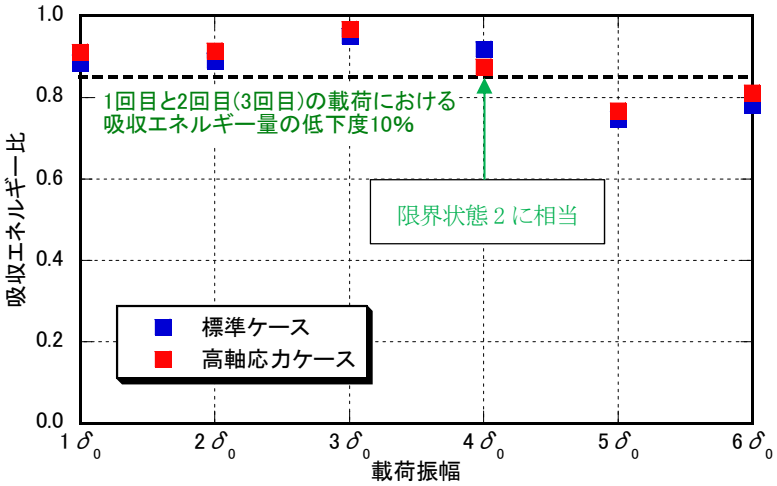


図-3.23 同一振幅の 3 回の繰返し載荷におけるエネルギー吸収量の低下度合い（3 サイクル目/2 サイクル目）

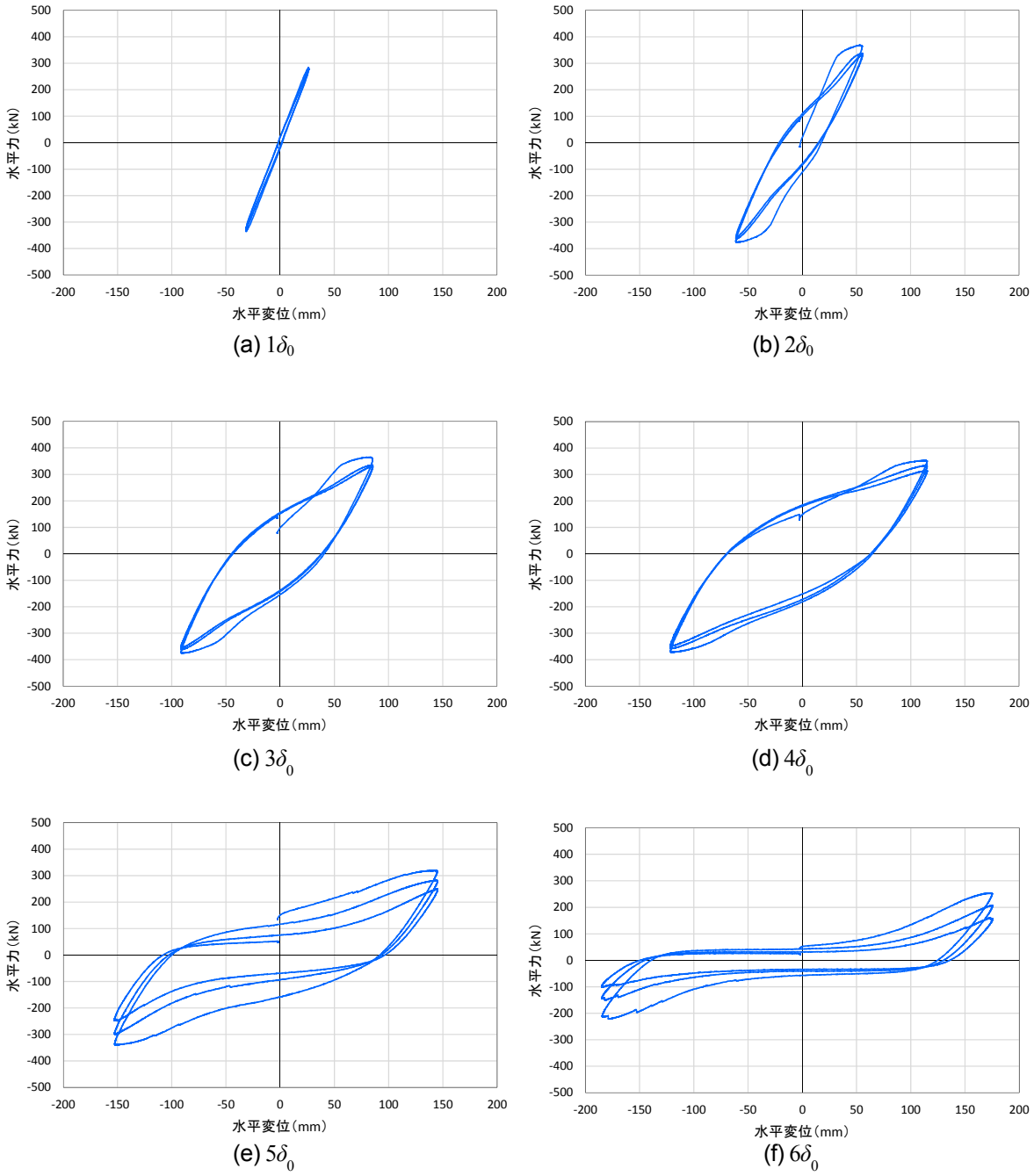


図-3.24 同一振幅における 3 回の繰返し載荷に対する履歴曲線の変化(標準ケース)

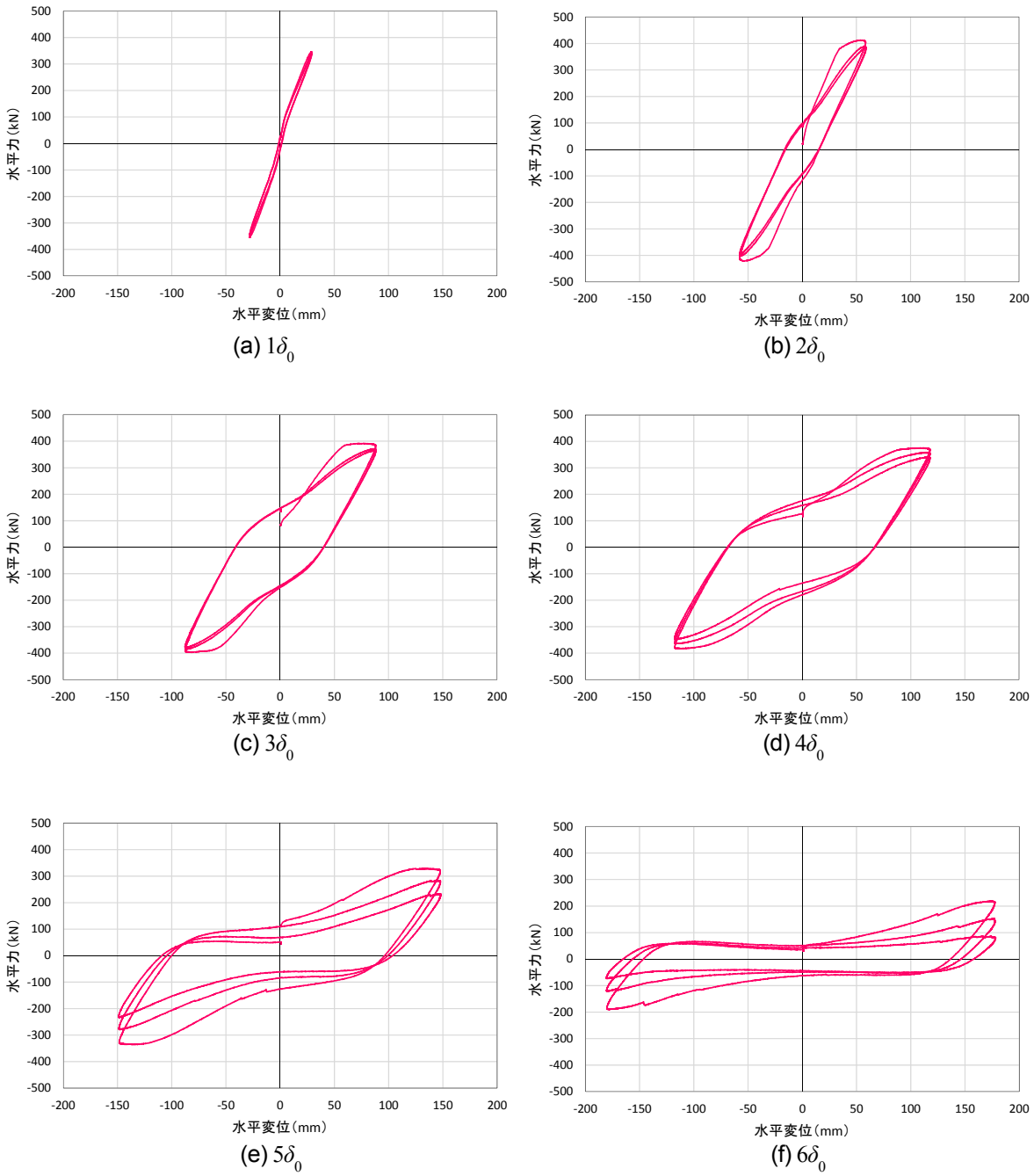


図-3.25 同一振幅における 3 回の繰返し載荷に対する履歴曲線の変化(高軸応力ケース)

４．道示評価式との比較

4.1 本検討の位置づけ

本検討では、コンクリートの強度 60N/mm^2，軸方向鉄筋 SD490 を使用した RC 橋脚に対して，道示 V に規定された限界状態変位の評価式が適用できると仮定し，限界状態変位の評価結果と実験値の比較を実施した.

比較にあたっては，限界状態における水平変位だけでなく，水平変位の評価式のパラメータである塑性ヒンジ長や限界状態における軸方向鉄筋の引張ひずみについても比較検討を実施している．それぞれ塑性ヒンジ長については，実験値と評価式に基づく計算値の比較，引張ひずみについては解析値と評価式に基づく計算値の比較，水平変位については実験値と評価式に基づく計算値の比較を行った.

これら 3 つの検討に基づき，本実験条件に対する道示評価式との比較検討と位置付ける．**図-4.1** に道示評価式との比較検討の流れを示す.

(1) 塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討 … 4.2

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi$$ ・・・道示 V 編[17]8.5　式(8.5.4)より引用

(2) 限界状態に達するときの軸方向鉄筋の引張ひずみの評価式の適用性の検討 … 4.3

$$\varepsilon_{sls} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20}\beta_c^{0.22}$$ ・・・道示 V 編[17]8.5　式(8.5.2)及び(8.5.3)より引用

（C：係数で限界状態 2 の場合 0.025，限界状態 3 の場合 0.035）

(3) 限界状態における水平変位の評価式の適用性の検討 … 4.4

$$\delta_{ls2} = k_2 \cdot (\delta_{yE} + (\varphi_{ls2} - \varphi_y)L_p(h - L_p/2)$$ ・・・道示 V 編[17]8.5　式(8.5.13)より引用

$$\delta_{ls3} = k_3 \cdot (\delta_{yE} + (\varphi_{ls3} - \varphi_y)L_p(h - L_p/2)$$ ・・・道示 V 編[17]8.5　式(8.5.14)より引用

図-4.1 道示評価式との比較の流れ

評価式の適用性の検討にあたっては，道示 V8.5 に示される，塑性ヒンジ長や限界状態における水平変位の評価式の提案方法について整理された下記に示す文献 24)，25)の検討方法に則り実施した.

・軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究、土木研究所資料第 4257 号，2013.3.（星隈順一・堺淳一・小森暢行）[24]

・鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4262 号，2013.3.（星隈順一・堺淳一・小森暢行・坂柳皓文）[25]

4.2 塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討

(1) 塑性座屈解析手法

塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討の流れを図-4.2 に示す．また，塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討にあたり実施する塑性座屈解析のモデルの考え方を図-4.3 に示す．解析モデルは土木研究所資料第 4257 号[24)]を参考に下記の通り構成した．

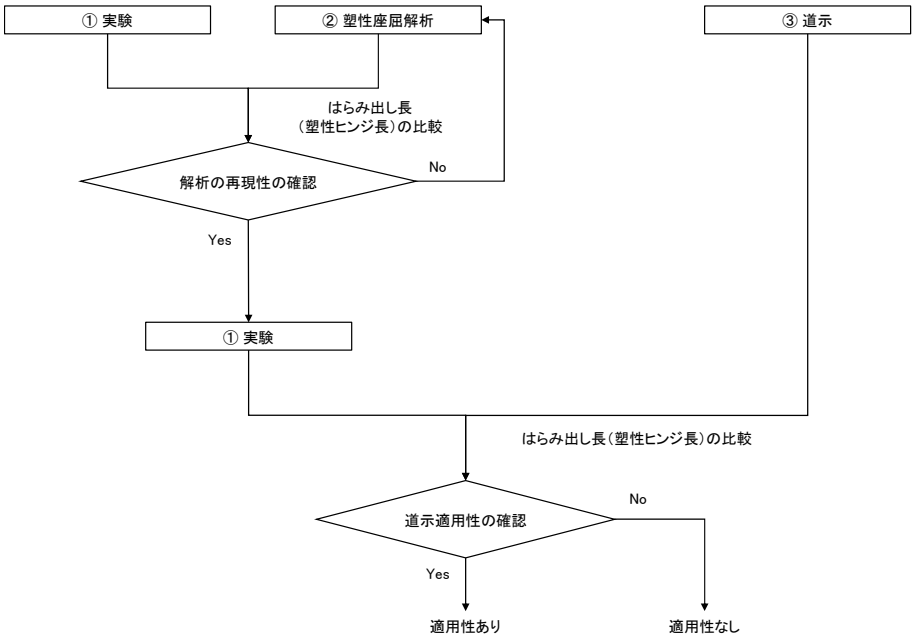


図-4.2 塑性ヒンジ長の評価式の適用性の検討の流れ

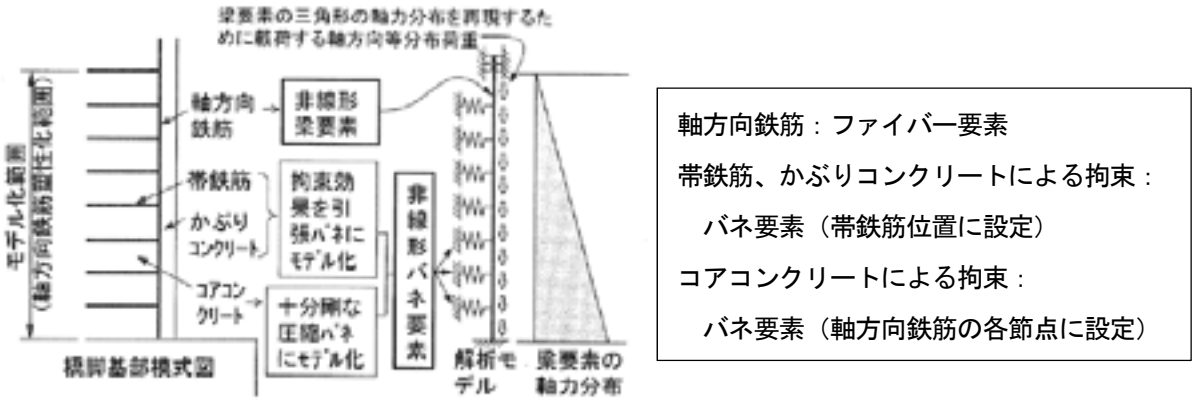
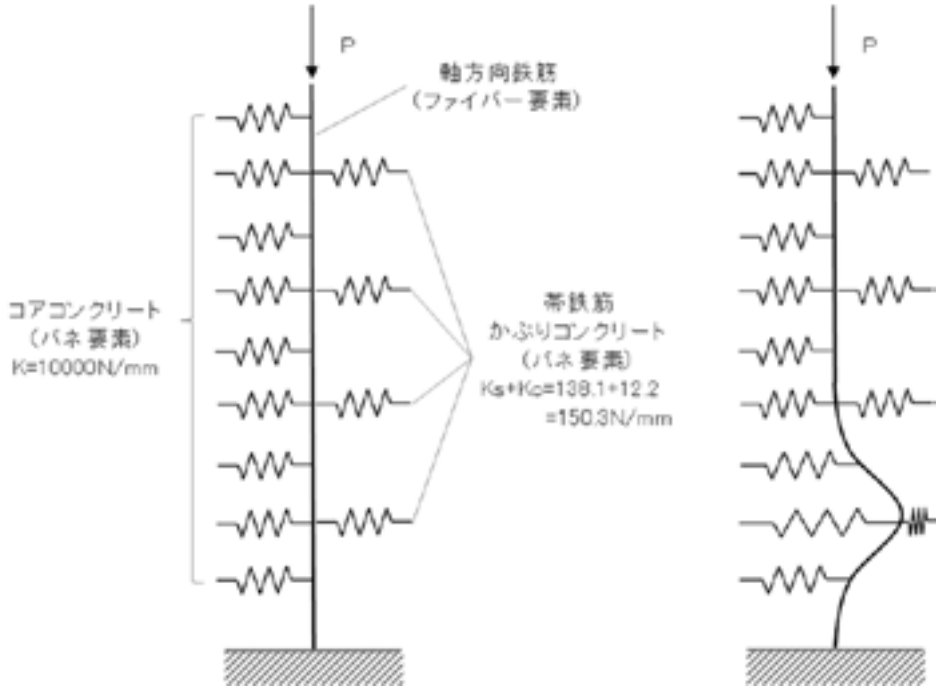


図-4.3 軸方向鉄筋の塑性座屈解析モデル[24)]

本実験に対する塑性座屈解析モデルの変形のイメージを**図-4.4** に示す．本検討では，汎用解析プログラム SeanFEM を使用した．



(a) 座屈前　　(b) 座屈後

図-4.4 塑性座屈解析モデルの変形のイメージ

a）モデル化範囲

軸方向鉄筋のはらみ出しは，軸方向鉄筋が降伏する領域において生じるため，解析においてモデル化する軸方向鉄筋の長さは，最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域の高さ h_y を下記の式(4.1)より求め，それに近似する帯鉄筋間隔 s の倍数とした [17]．

$$h_y = \left(1 - \frac{M_{y0}}{M_{\max}}\right) h \tag{4.1}$$

ここで，

M_{y0}：初降伏曲げモーメント（道示による計算値）

$M_{\max}$：最大曲げモーメント（最大荷重の実験値 $P_{\max}$ に載荷高さ h を乗じた値）

h：載荷高さ

本実験条件におけるモデル化範囲を**表-4.1** に示す．表より，標準ケースでは式(4.1)より最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域の高さ h_y が 624mm となる．本実験供試体では帯鉄筋間隔が 40mm である．このため，解析においてモデル化する軸方向鉄筋の長さは帯鉄筋間隔 40mm の倍数で近似させ，640mm とした．

同様に計算した結果，高軸応力ケースにおいてモデル化する軸方向鉄筋の長さは 440mm となった．

表-4.1 本実験条件におけるモデル化範囲

パラメータ	記号	標準ケース	高軸応力ケース
初降伏曲げモーメント（kNm） （道示による解析値）	M_{y0}	875.7	1063.6
最大荷重の実験値（kN）	P_{max}	368.5	412.4
載荷高さ（m）	h	3.0	3.0
最大曲げモーメント（kNm）	M_{max}	1105.5	1237.2
最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域の高さ（m）	h_y	0.624	0.421
帯鉄筋間隔（mm）	s	40	40
塑性化領域の高さと近似させるための帯鉄筋本数	−	17	12
解析においてモデル化する軸方向鉄筋の長さ（m）	−	0.640	0.440

b）境界条件

境界条件は，軸方向鉄筋の下端は完全固定，上端は軸方向変位を可動としそれ以外は固定とした [24)]．

c）軸方向鉄筋のモデル化

軸方向鉄筋は文献 24)を参考にモデル化を行った．軸方向鉄筋の応力－ひずみ関係を修正 Menegotto-Pinto モデル [26)]でモデル化し，材料非線形性を考慮した．降伏後剛性の勾配は 0 とすることを意図し，解析上，初期剛性の 10^{-5} 倍程度の緩勾配を仮定し解析を行った．軸方向の高さ方向の要素分割は，帯鉄筋間隔でのはらみ出しモードを表せるよう帯鉄筋間隔 s を 10 分割しモデル化した．

軸方向鉄筋断面と断面分割を**図-4.5** に示す．本実験では軸方向鉄筋に D13 を使用したことから，直径 12.7mm とした円形断面を設定した．また，材料試験より得られたヤング率 185900N/mm^2，降伏強度 554N/mm^2 を直接入力した．

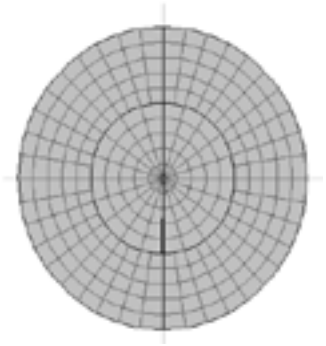


図-4.5 軸方向鉄筋断面と断面分割

d）帯鉄筋のモデル化

帯鉄筋を軸方向鉄筋の断面外側への変形を拘束するバネとしてモデル化した[24]．本実験供試体は矩形断面を有することから，帯鉄筋のバネ定数は下記の道示 V 評価式[17]より求めた．

$$K_s = \frac{384 E_0 I_h}{n d^3} \tag{4.2}$$

ここで，

E_0：横拘束筋の弾性係数

I_h：横拘束筋の断面 2 次モーメント

n：横拘束筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数

d：横拘束筋の有効長

帯鉄筋のバネ定数は表-4.2 に示す通りである．

表-4.2 帯鉄筋のバネ定数

パラメータ	記号	標準ケース	高軸応力ケース
横拘束鉄筋の弾性係数（N/mm^2）	E_0	180400	180400
横拘束鉄筋の断面2次モーメント（mm^4）	I_h	63.6	63.6
横拘束鉄筋の断面積（mm^2）	A_h	31.67	31.67
横拘束鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数	n	5	5
断面内の全軸方向鉄筋本数	n'	56	56
横拘束筋の有効長（mm）	d	185.5	185.5
バネ定数（N/mm）	K_s	138.1	138.1

e）かぶりコンクリートのモデル化

かぶりコンクリートは文献 24)を参考にモデル化を行った. RC 橋脚が正負交番の繰返し載荷を受ける際の水平ひび割れ，縦方向のひび割れ，かぶりコンクリートが剥離，剥落といった挙動を平均的に表すバネとして線形バネを仮定した下記の道示 V 評価式[17]よりかぶりコンクリートのバネ定数を求めた．

$$K_c = k_0 c_0 s \tag{4.3}$$

ここで,

k_0：かぶりコンクリートのバネ算出係数で 0.01N/mm^3 とする.

c_0：軸方向鉄筋の純かぶり

s：横拘束筋の間隔

かぶりコンクリートのバネ定数は**表-4.3** に示す通りである.

表-4.3 かぶりコンクリートのバネ定数

パラメータ	記号	標準ケース	高軸応力ケース
かぶりコンクリートのバネ算出係数（N/mm^3）	k_0	0.01	0.01
軸方向鉄筋の純かぶり（mm）	c_0	30.5	30.5
横拘束筋の間隔（mm）	s	40	40
バネ定数（N/mm）	K_c	12.2	12.2

f）コアコンクリートのモデル化

軸方向鉄筋の断面内部への変形を拘束する剛なバネとしてコアコンクリートをモデル化した[24)].

コアコンクリートのバネ定数は，文献 24)を参考に 10000 N/mm^2 とした.

g）初期不整

はらみ出しを生じさせるための初期不整は，文献24)を参考に解析モデルの中央で水平方向変位が解析モデル長の10^{-5} となるように放物線分布で与えた.

初期不整が最大となるモデル中央で，標準ケースでは 0.0064mm，高軸応力ケースでは 0.0044mm となるように節点座標を設定した.

h）作用荷重

正負交番載荷時に軸方向鉄筋がはらみ出すメカニズムを踏まえ，軸方向鉄筋への載荷は，①引張載荷後，②圧縮載荷を行う[24)].

① 引張載荷では，引張ひずみの分布を仮定し，それを再現するように帯鉄筋間隔ごとの節点に鉛直上向きの変位を変位制御により与えた．引張ひずみの分布は，**図-4.6** に示す A.降伏を超える変位を与えて載荷を反転させる直前の状態を想定し，軸方向鉄筋降伏領域の上端で降伏ひずみ，下端で 4%となるような直線分布とする．これは，文献 24)を参考に設定したものであり，文献 24)では軸方向鉄筋のはらみ出しが生じるときの引張ひずみが 2%～4%のひずみレベルであることを事前に解析により確認し，このうち大きい方の値を採用したと示されている．**図-4.7** に示す通り，標準ケースの場合，$5\delta_0$ の 2 サイクル目で $4\delta_0$ の 2 サイクル目と比べエネルギー吸収量が減少しており，軸方向鉄筋の座屈（はらみ出し）が発生したと考えられる．$5\delta_0$ の 2 サイクル目において軸方向鉄筋基部には約 2.5%（25000μ）のひずみが生じており，上記の仮定と対応していることを確認している．また，高軸応力ケースの場合も標

準ケースと同様に**図-4.8** に示す通り，$5\delta_0$ の 2 サイクル目で $4\delta_0$ の 2 サイクル目と比べエネルギー吸収量が減少しており，軸方向鉄筋の座屈（はらみ出し）が発生したと考えられ，この $5\delta_0$ の 2 サイクル目での軸方向鉄筋基部では約 1.2%（12000μ）のひずみが生じており，上記の仮定と概ね対応することがわかる．また，荷重がゼロになるまで除荷した後，荷重増分法を用いて，鉛直下向きの等分布荷重により圧縮載荷を行う．

② 引張載荷は帯鉄筋位置の各節点に対し強制変位を与える変位増分法により解析を行った．

③ また，圧縮載荷は，土木研究所資料第 4257 号においては，圧縮載荷を行うにあたり，弧長増分法を採用することが示されているが，本検討では使用プログラムの仕様により，荷重増分法を採用した．

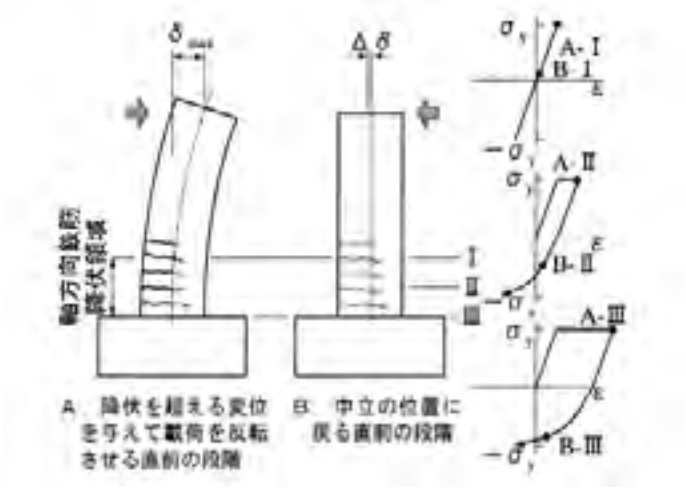
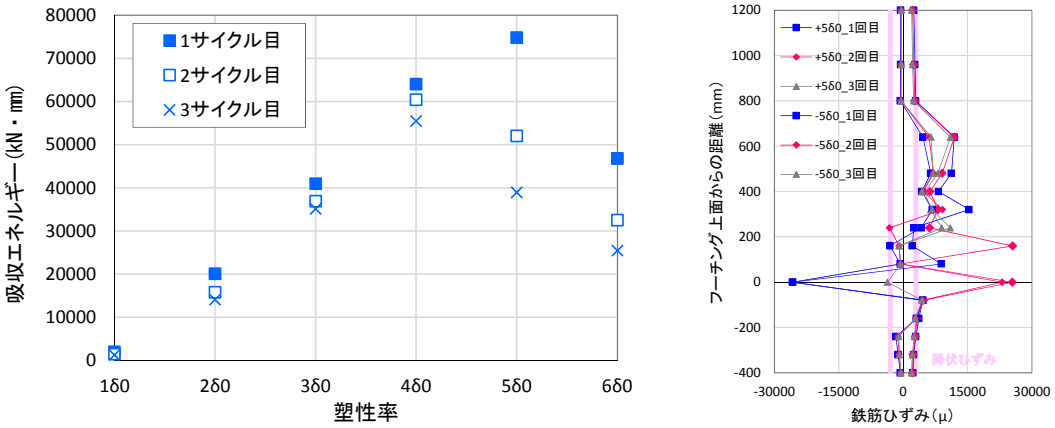
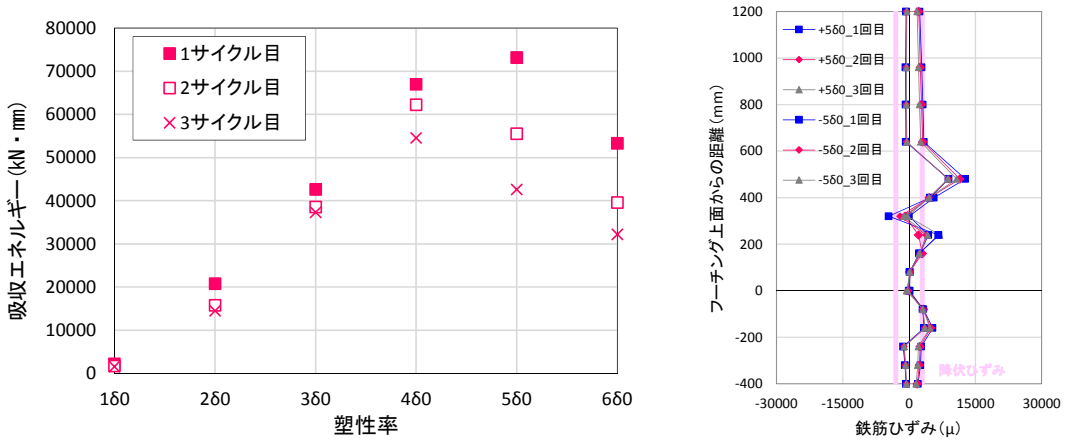


図-4.6 軸方向鉄筋はらみ出しのイメージ



(a) エネルギー吸収量の推移　　(b) 軸方向鉄筋

図-4.7 標準ケースにおけるエネルギー吸収量の推移及び軸方向鉄筋ひずみ分布



(a) エネルギー吸収量の推移　　(b) 軸方向鉄筋

図-4.8 高軸応力ケースにおけるエネルギー吸収量の推移及び軸方向鉄筋ひずみ分布

(2) 塑性座屈解析結果と評価式の適用性の検証

標準ケース及び高軸応力ケースに対する塑性座屈解析結果について整理する．

a) はらみ出し開始点とはらみ出し長の定義

はらみ出しの開始点及びはらみ出し長の定義は文献24)を参考に設定した．図-4.9に示すように，はらみ出し量が0の点からはらみ出し量が最大となる点までの高さ z の2倍とすることを基本とした．橋脚基部ではらみ出しが生じた場合は，基部をはらみ出し量が0になる点とみなした．しかし，柱基部から1段目の帯鉄筋間で軸方向鉄筋のはらみ出しが生じないケースでは，はらみ出しの腹の位置（はらみ出し量が最大の位置）から下側にたどって，最初に変位がマイナスの微小値となる点をはらみ出し量が0になる点とみなし，その点からはらみ出し量が最大になる点までの高さの2倍をはらみ出し長とした．

また，本検討では，軸方向鉄筋の塑性座屈解析から得られた鉛直荷重-鉛直変位関係において荷重が最大となる点，すなわち δ_{peak} 時のはらみ出し長に着目することとし，δ_{peak} 時をはらみ出し開始点と定義し，δ_{peak} 時のはらみ出し長を解析におけるはらみ出し長とすることとした．

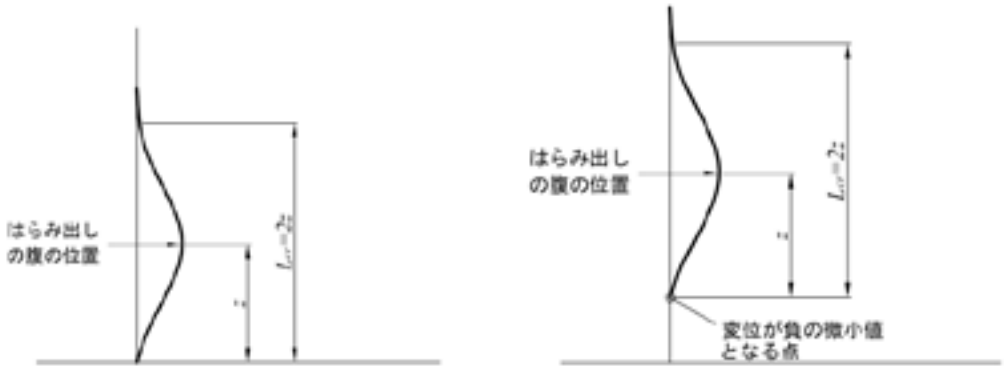
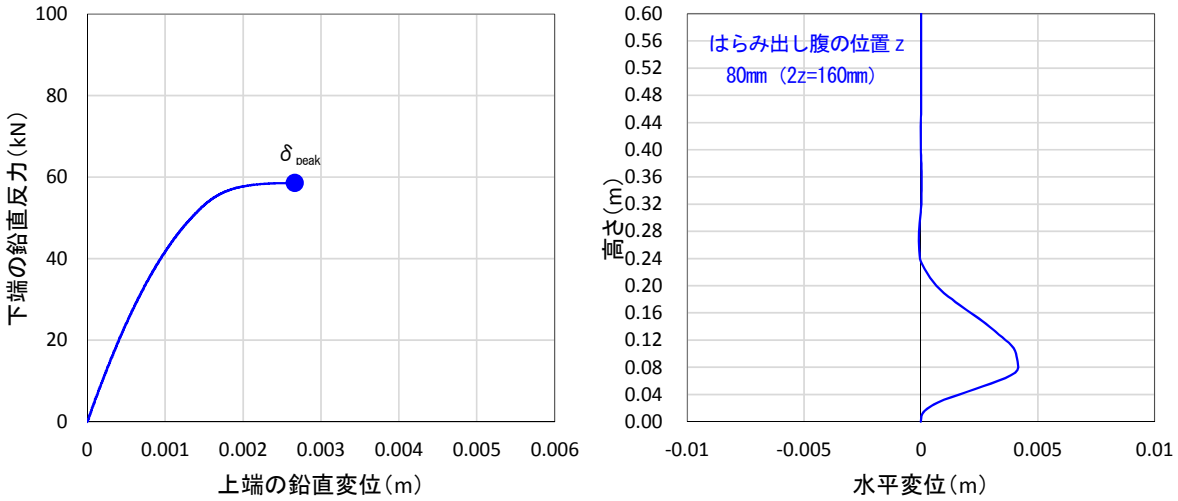


図-4.9 はらみ出し長の解析値の定義 [24)]

b）鉛直反力−鉛直変位関係と塑性座屈モード

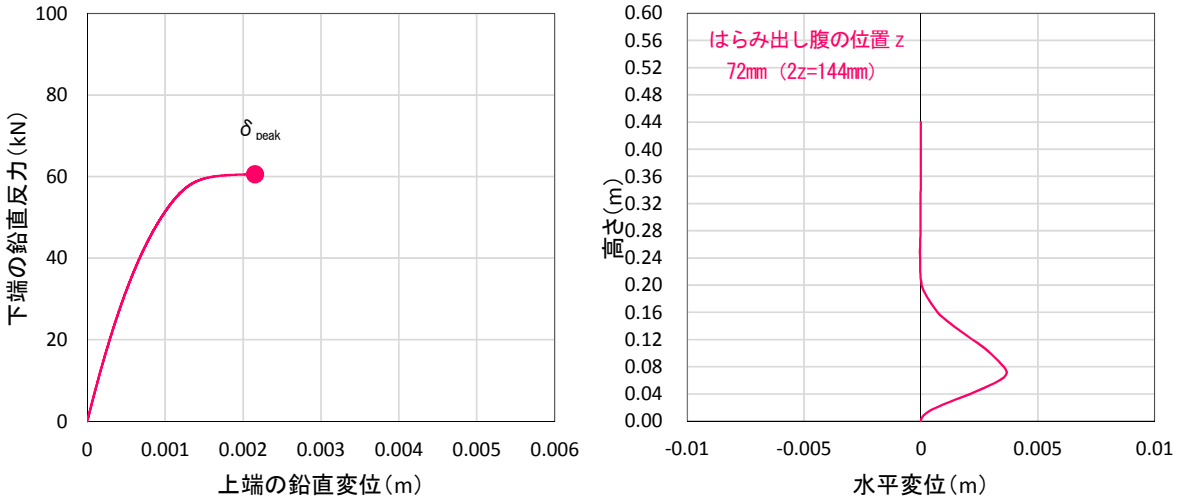
標準ケースの鉛直反力-鉛直変位関係と塑性座屈モードを**図-4.10** に，高軸応力ケースの鉛直反力-鉛直変位関係と塑性座屈モードを**図-4.11** に示す．

なお，本検討では，鉛直反力-鉛直変位関係において，解析実行可能な点までの結果を示した．鉛直反力は既に頭打ちとなっていることから，解析実行可能点を最大荷重点とみなし，その最大荷重点における塑性座屈モードを示した．



(a) 鉛直反力-鉛直変位関係　　(b) 塑性座屈モード

図-4.10 標準ケースの鉛直反力-鉛直変位関係と塑性座屈モード



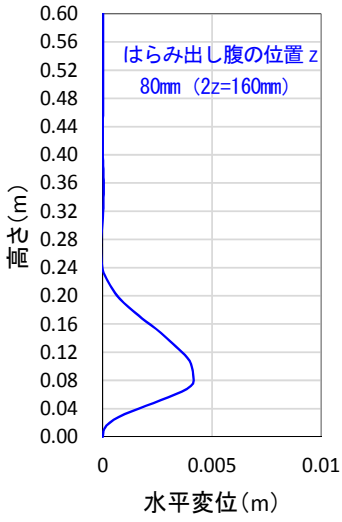
(a) 鉛直反力-鉛直変位関係　　(b) 塑性座屈モード

図-4.11 高軸応力ケースの鉛直反力-鉛直変位関係と塑性座屈モード

c) 塑性座屈解析により求められるはらみ出し長と実験結果との比較

塑性座屈解析により求められるはらみ出し長と実験結果を比較した．標準ケースの比較を**図-4.12** に，高軸応力ケースの比較を**図-4.13** に示す．

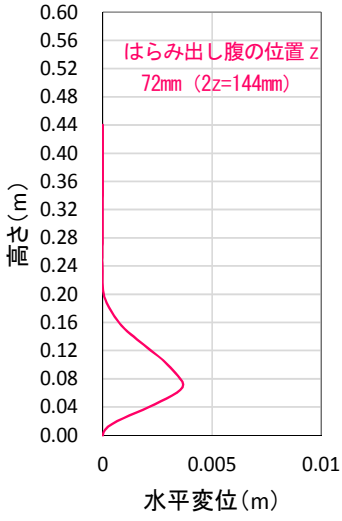
標準ケースでは，はらみ出し長の解析値が 160mm であるのに対し，実験値は 240mm と解析値が実験値より小さくなった．また，高軸応力ケースでは，はらみ出し長の解析値 $2z$ が 144mm に対し，実験値は 240mm であり，解析値が実験値より小さくなった．



(a) 塑性座屈モード

(b) 最終損傷状況

図-4.12 標準ケースのはらみ出し長の解析値と実験値



(a) 塑性座屈モード

(b) 最終損傷状況

図-4.13 高軸応力ケースのはらみ出し長の解析値と実験値

はらみ出し長の解析値と実験値の比較を**表-4.4** に示す．解析値と実験値の比率は，標準ケースでは 0.67，高軸応力ケースでは 0.60 となった．

実験値と解析値の誤差が有意なものか確認するため，土木研究所資料第4257号[24)]において検討された解析値と実験値を引用・プロットするとともに、その既往検討結果に対して本検討結果をプロットしたものを**図-4.14**に示す．本実験条件における実験値と解析値の誤差は既往検討結果と同程度であり，本実験結果は概ねばらつきの範囲内に収まっていることがわかる．

表-4.4 はらみ出し長の解析値と実験値の比較

ケース	標準ケース	高軸応力ケース
解析値（mm）	160	144
実験値（mm）	240	240
計算値/実験値	0.67	0.6

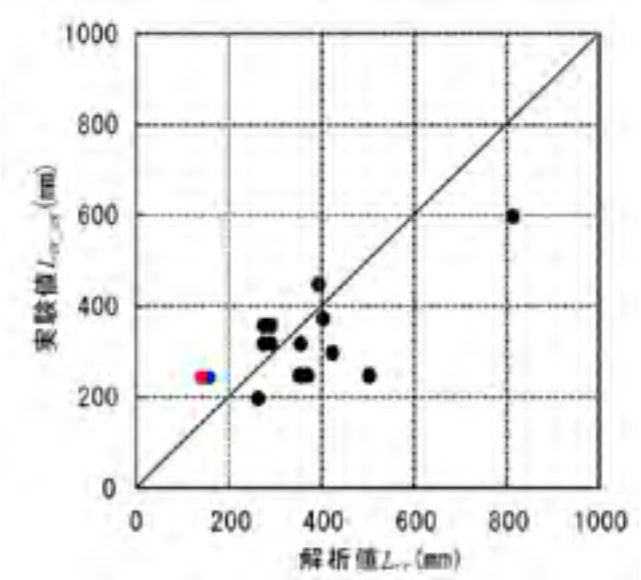


図-4.14 はらみ出し長の解析値と実験値の比較

（ケース 1　相関係数 0.533）

文献24)では矩形断面橋脚の場合には軸方向鉄筋のはらみ出し長（軸方向鉄筋が座屈によりはらみ出した長さであり，帯鉄筋間隔の倍数で決めている）と塑性ヒンジ長（橋脚が塑性化した範囲）がよく一致することが示されている．本実験供試体も矩形断面であることから軸方向鉄筋のはらみ出し長と塑性ヒンジ長が良好に対応すると考え，道示 V8.5に規定される塑性ヒンジ長の評価式に基づき，計算値を求めた．塑性ヒンジ長の評価式を式(4.4)に示す．また，**表-4.5**に本実験供試体の塑性ヒンジ長の計算過程を，**表-4.6**に塑性ヒンジ長の実験値と道示による計算値の比較を示す．**表-4.6**より，塑性ヒンジ長（はらみ出し長）の実験値は実験の最終状況から240mm であるのに対し，道示による計算値は222mm であり，塑性ヒンジ長の実験値と道示による計算値は概ね一致することがわかる．このため，塑性ヒンジ長算出式についても本実験条件に対して適用可能であると考えられる．

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}{}^{1/6}\beta_n{}^{-1/3}\varphi' \tag{4.4}$$

ただし，$L_p \leqq 0.15h$

ここに，

L_p：塑性ヒンジ長(mm)

σ_{sy}：軸方向鉄筋の降伏点(N/mm^2)

β_n：軸方向鉄筋の塑性座屈を拘束するバネ定数

φ'：軸方向鉄筋の直径(mm)

h：橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(mm)

表-4.5 道示評価式(式(4.4))に基づく本実験における塑性ヒンジ長の算出

パラメータ	記号	標準ケース	高軸応力ケース
軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数(N/mm^2)	βn	3.757	3.757
横拘束鉄筋の断面二次モーメント(mm^4)	Ih	63.6	63.6
塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長(mm)	d'	185.5	185.5
塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数	ns	5	5
塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離(mm)	c0	30.5	30.5
塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径(mm)	ϕ'	12.7	12.7
塑性ヒンジ長(mm)	Lp	222.4	222.4
0.15*h		450.0	450.0
Lp≦0.15*h	Lp	222.4	222.4

表-4.6 塑性ヒンジ長の実験値と道示(式(4.4))による計算値の比較

ケース	標準ケース	高軸応力ケース
計算値(式(4.4))	222	222
実験値	240	240
計算値/実験値	0.93	0.93

4.3 限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみの評価式の適用性の検討

図-4.15に限界状態2及び限界状態3における軸方向鉄筋の引張ひずみ評価式の適用性検討の流れを示す．文献24)では，まずファイバーモデルによる再現解析を行い，実験における軸方向鉄筋ひずみの推定を行っている．これは，実験において RC 橋脚の損傷が大きく進展した状態では，軸方向鉄筋ひずみの計測が困難であり，データとして得られていないケースが多いためと示されている．次に，推定した実験における軸方向鉄筋ひずみと文献25)にて提案された限界状態2及び限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみの計算値の比較を行い，その評価式の適用性について検討した．

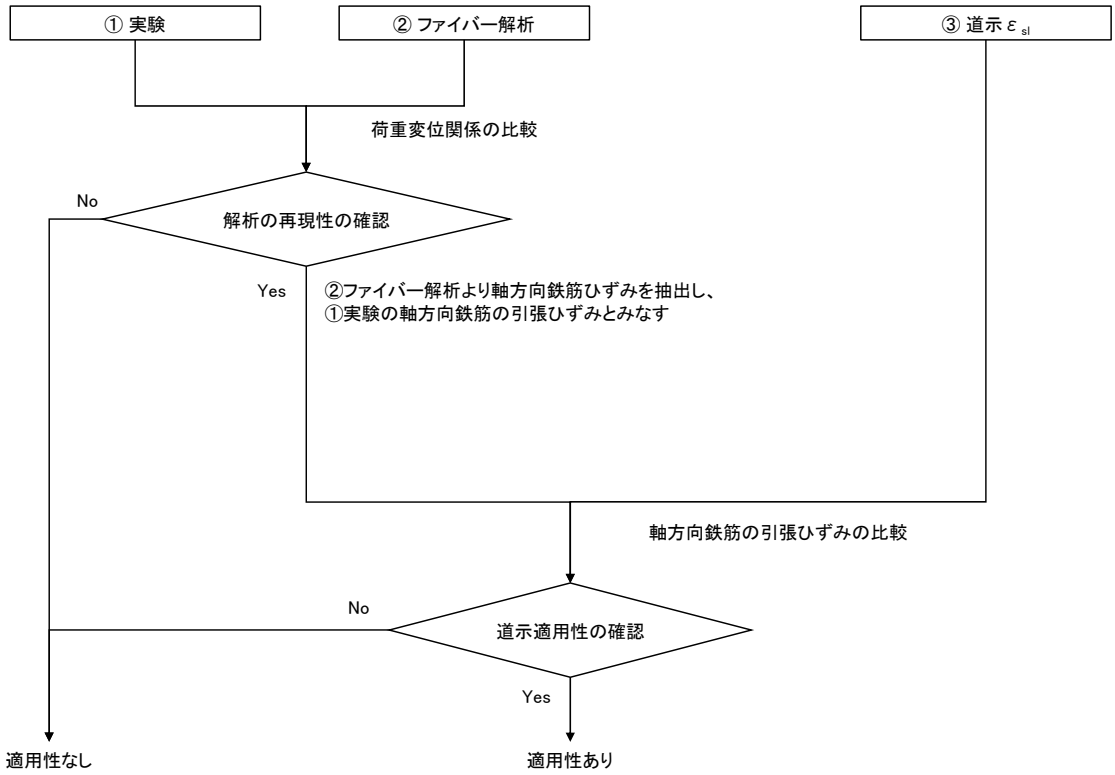


図-4.15 限界状態 2 及び限界状態 3 における軸方向鉄筋の引張ひずみ評価式の適用性検討の流れ

(1) ファイバーモデルによる再現解析手法

a) 解析モデル

橋脚下端の塑性ヒンジ部および柱部はファイバー要素とし，塑性ヒンジ部の要素長 L_p は下記の道示評価式より求めた[17]．それ以外のファイバー要素の要素長は $0.5D$（D：断面幅）とし，端数は最上部の線形はり要素の長さで調整した．変位入力点を含む最上部の載荷部の要素は，線形はり要素とした．

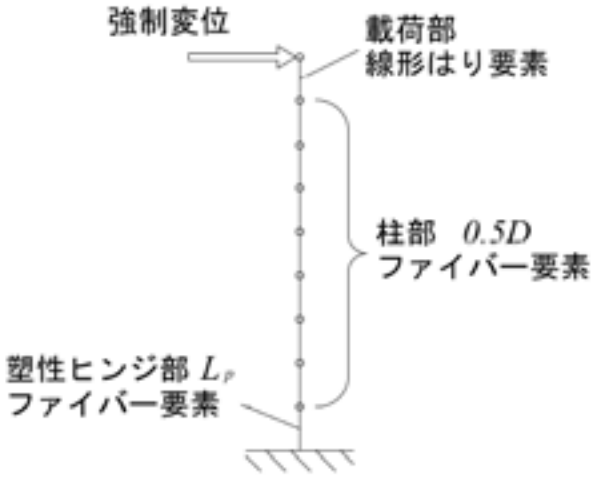


図-4.16 ファイバー解析による実験の再現解析[25]

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\varphi' \tag{4.4}$$

ただし，$L_p \leqq 0.15h$

ここに，

L_p：塑性ヒンジ長(mm)

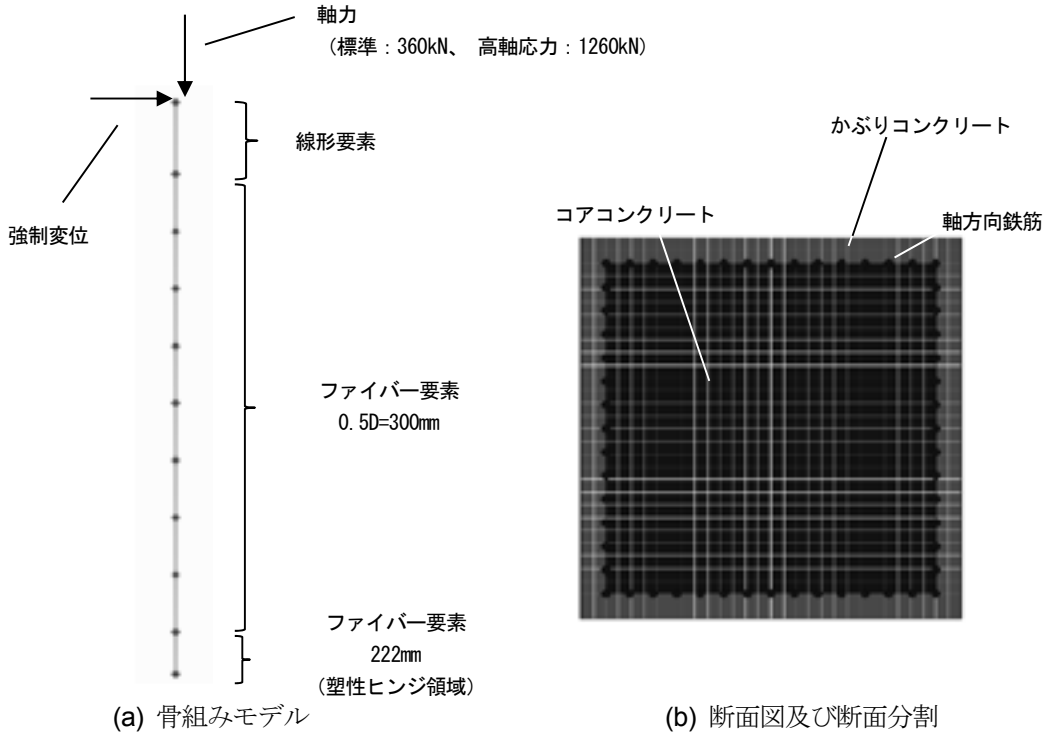
σ_{sy}：軸方向鉄筋の降伏点(N/mm^2)

β_n：軸方向鉄筋の塑性座屈を拘束するバネ定数

φ'：軸方向鉄筋の直径(mm)

h：橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(mm)

本検討におけるファイバー解析モデルを**図-4.17** に示す．また，ファイバー解析に係る前提条件となる塑性ヒンジ長を**表-4.5** に示す．式(4.5)より算出した本実験条件における塑性ヒンジ長は，標準ケース，高軸応力ケースともに 222mm となった．

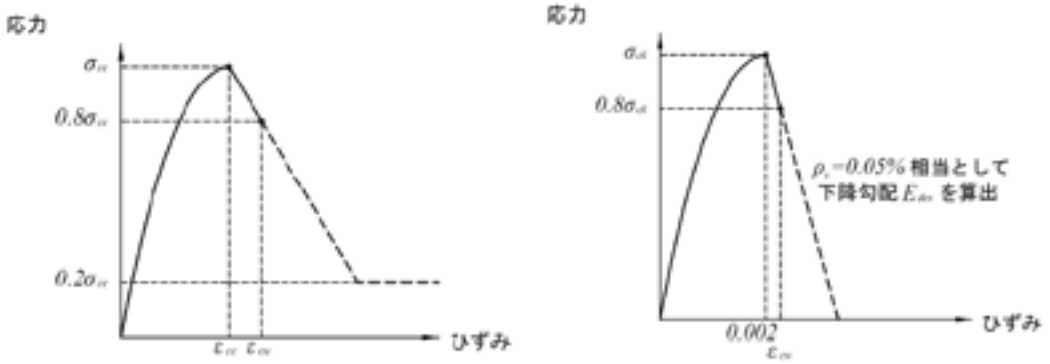


(a) 骨組みモデル　　(b) 断面図及び断面分割

図-4.17 ファイバー解析モデル

b）コアコンクリート及びかぶりコンクリートの応力−ひずみモデル

文献25)に則り，コアコンクリート及びかぶりコンクリートの応力-ひずみモデルを設定した．コアコンクリートの応力-ひずみモデルは図-4.18(a)に示す通り，星隈らが提案している横拘束効果を見込んだモデル[27]を使用した．また，かぶりコンクリートモデルを図-4.18(b)に示す．かぶりコンクリートモデルもコアコンクリートモデルと同様に，星隈らによる横拘束効果を見込んだモデルとして，横拘束筋による横拘束力がないものとしてモデル化した．ただし，横拘束筋がなく，横拘束筋体積比が0の場合，最大応力後の下降勾配を算出することができないため，横拘束筋体積比を十分に小さな値として0.05%と仮定し下降勾配を算出した．



(a) コアコンクリートモデル　　(b) かぶりコンクリートモデル

図-4.18 コンクリートモデル

c）軸方向鉄筋の応力−ひずみモデル

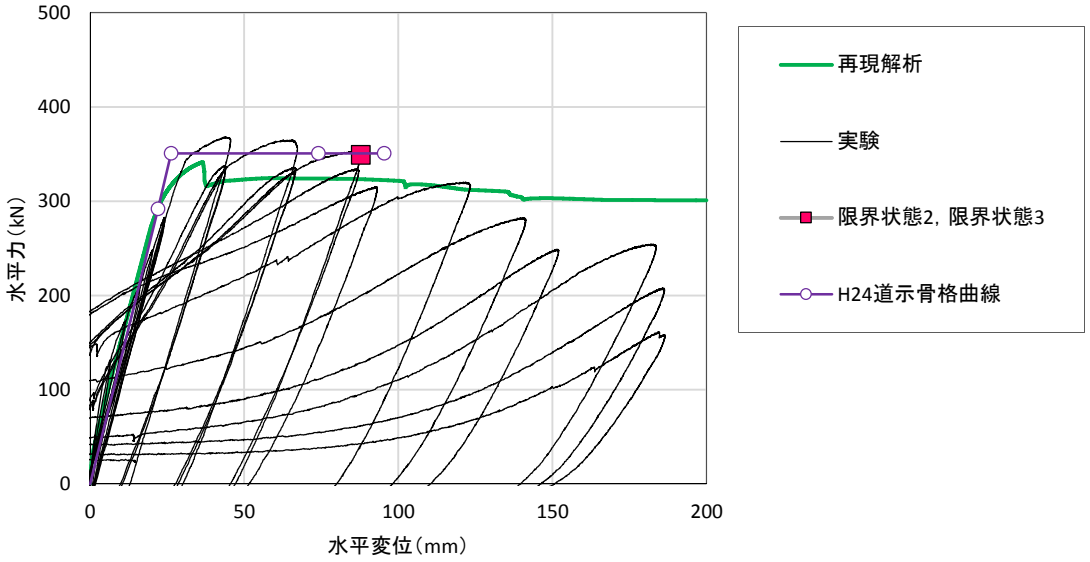
軸方向鉄筋のモデルは，修正 Menegotto-Pinto モデル [26]を用いた．ここで，鉄筋のひずみ硬化による初期剛性に対する降伏後剛性の比は，0%とした．

d）作用荷重

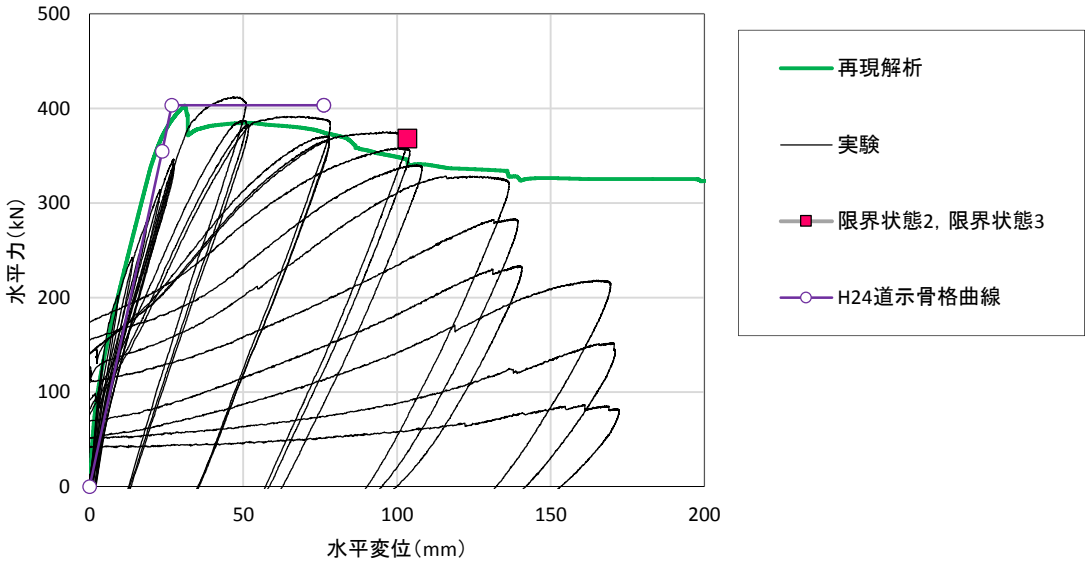
本検討においては，文献25)を参考に正負交番載荷ではなく一方向単調載荷として供試体頂部の載荷点位置に強制変位を与えるものとした．これは，この再現解析が実験供試体の限界状態2及び限界状態3に相当する最外縁の軸方向引張鉄筋位置における軸方向鉄筋の引張ひずみを算出することを目的とするためである．また，軸応力を導入した実験であることから，その軸応力を解析においても考慮するものとした．

(2) ファイバー解析による再現解析結果と評価式の適用性の検証

実験における限界状態 2 及び限界状態 3 に達するときの軸方向鉄筋ひずみを抽出するために実施した再現解析より得られた水平力-水平変位関係を図-4.19 に示す．実験における水平力-水平変位関係，実験における限界状態に該当する点，H24 道示に基づき計算した骨格曲線を併せて示す．



(a) 標準ケース



(b) 高軸応力ケース

図-4.19 水平力-水平変位関係の実験値と解析値の比較

再現解析から求めた実験における限界状態時の引張鉄筋ひずみ（解析値）を**表-4.7**に示す．実験における限界状態2及び限界状態3はエネルギー吸収量の低下度合い，水平耐力比の低下度合いから，標準ケース，高軸応力ケースともに$4\delta_0$で限界状態2及び限界状態3に達すると考えた．実験における軸方向鉄筋の引張ひずみは，再現解析においてこの水平変位に達するときの軸方向鉄筋ひずみを抽出することで推測した．また，限界状態2及び限界状態3に達するときの軸方向鉄筋ひずみの計算値は下記の式(4.5)～式(4.7)より算出した．ここで，式(4.5)及び式(4.6)は文献25)において軸方向鉄筋自体の抵抗パラメータを φ/L_p，帯鉄筋の拘束パラメータを β_s/E，かぶりコンクリートの拘束パラメータを β_c/E とした重回帰分析により求められた回帰式である[25)]．また，式(4.7)は道示 V[17)]に示された評価式である．

表-4.7 限界状態における鉄筋の引張ひずみの比較

(a) 計算値を式(4.5)，式(4.6)より算出

		標準ケース	高軸応力ケース
限界状態2	解析値	0.0475	0.0529
	計算値	0.0384	0.0384
	比率	1.24	1.38
限界状態3	解析値	0.0475	0.0529
	計算値	0.0551	0.0551
	比率	0.86	0.96

(b) 計算値を式(4.7)より算出

		標準ケース	高軸応力ケース
限界状態2	解析値	0.0475	0.0529
	計算値	0.0379	0.0379
	比率	1.25	1.40
限界状態3	解析値	0.0475	0.0529
	計算値	0.0531	0.0531
	比率	0.89	1.00

限界状態 2 に相当する軸方向鉄筋の引張鉄筋ひずみ（相関係数 R=0.791）

$$\varepsilon_{sls2} = 3.024\left(\frac{L_p}{\phi}\right)^{0.183}\left(\frac{\beta_s}{E}\right)^{0.192}\left(\frac{\beta_c}{E}\right)^{0.211} \tag{4.5}$$

限界状態 3 に相当する軸方向鉄筋の引張鉄筋ひずみ（相関係数 R=0.802）

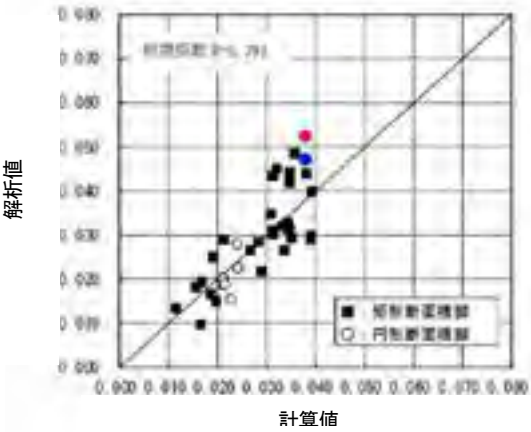
$$\varepsilon_{sls3} = 7.945\left(\frac{L_p}{\phi}\right)^{0.122}\left(\frac{\beta_s}{E}\right)^{0.201}\left(\frac{\beta_c}{E}\right)^{0.236} \tag{4.6}$$

$$\varepsilon_{sls} = C \cdot L_p^{\ 0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{\ 0.20} \beta_c^{\ 0.22} \tag{4.7}$$

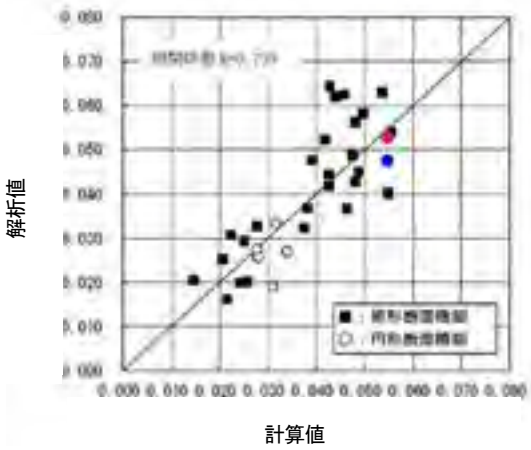
ここで,

C : 係数で限界状態 2 の場合 0.025，限界状態 3 の場合 0.035

また，**表-4.6**に示す解析値と計算値の誤差が有意なものであるか確認するため，土木研究所資料第4262号において検討された計算値と解析値を引用[25)]・プロットするとともに，本実験結果を比較したものを**図-4.20**, **図-4.21**に示す．本実験結果は，既往検討結果の誤差の範囲に比較的収まっており，限界状態における鉄筋ひずみの評価式についても定性的ではあるが，その適用性が確認できた.

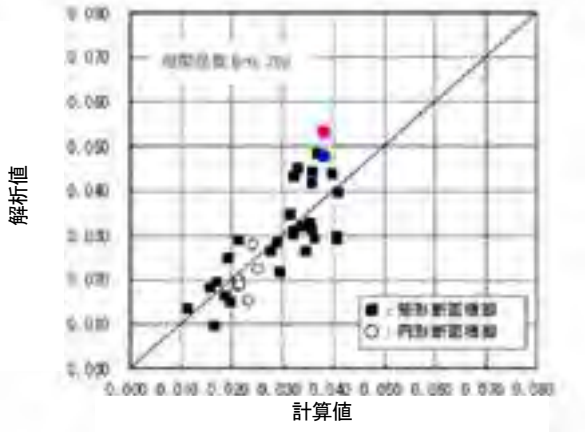


(a) 限界状態 2

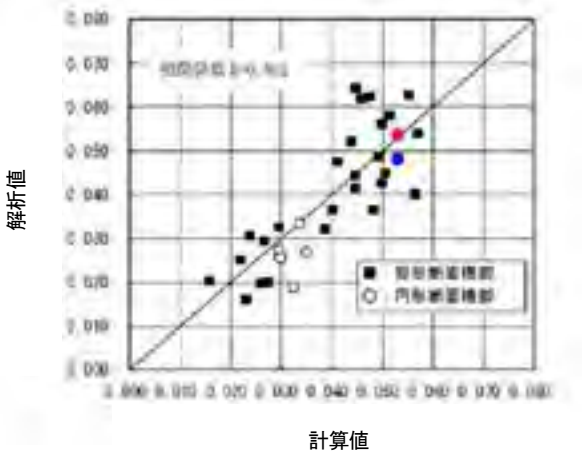


(b) 限界状態 3

図-4.20 式(4.5)，式(4.6)評価式より算出した限界状態に相当する鉄筋ひずみと解析値との比較



(a) 限界状態 2



(b) 限界状態 3

図-4.21 式(4.7)評価式より算出した限界状態に相当する鉄筋ひずみと解析値との比較

4.4 限界状態における水平変位の評価式の適用性の検討

(1) 限界状態における水平変位の道示評価式による計算値と実験値の比較

限界状態 2 及び限界状態 3 に達するときの水平変位の評価式の適用性検討の流れを**図-4.22** に示す．道示 V8.5 では，各限界状態における水平変位は，最外縁の軸方向鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態に応じたひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか小さい方の変位と定義されている [17]．

各限界状態に相当する変位を算出するにあたって，用いる物理指標に達するときの変位の計算値を**表-4.8** に示す．ここで，本検討は，道示 V8.5 評価式の適用上限を超える高強度材料を使用した RC 橋脚に対する道示 V 評価式の適用性の検証を目的とするため，各限界状態における変位の算出にあたり，部分係数は考慮していない．各物理指標に達するときの変位を算出した結果，標準ケースでは，限界状態 2 及び限界状態 3 どちらも軸方向鉄筋の引張ひずみが許容引張ひずみに達するときの変位は，コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときの変位より小さく，軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態に相当するひずみに達する状態が標準ケースの限界状態 2 及び限界状態 3 に相当すると評価した．また，高軸応力ケースでは，限界状態 2 及び限界状態 3 どちらもコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときの変位は，軸方向鉄筋の引張ひずみが許容引張ひずみに達するときの変位より小さく，コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達する状態が高軸応力ケースの限界状態 2 及び限界状態 3 に相当すると評価した．

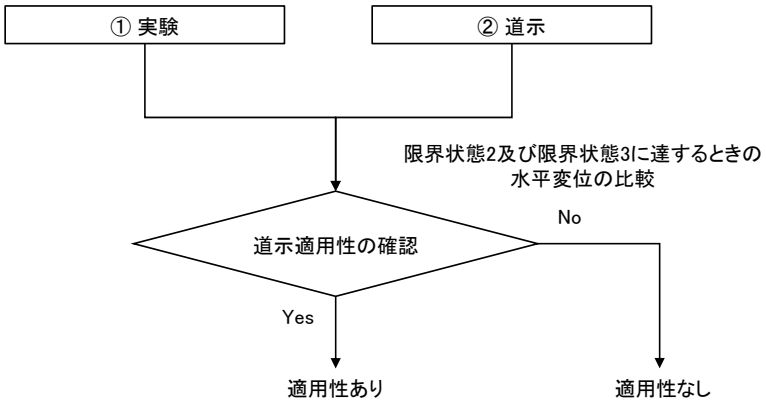


図-4.22 限界状態 2 及び限界状態 3 に達するときの水平変位の評価式適用性検討の流れ

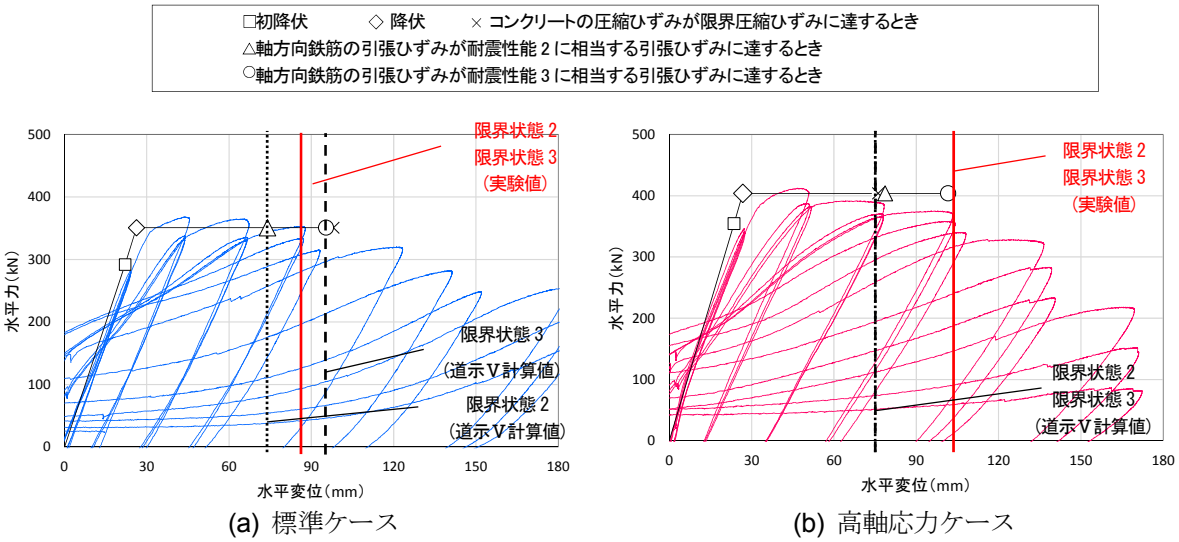
表-4.8 コンクリートの圧縮ひずみが限界ひずみに達するときまたは軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する引張ひずみに達するときの変位の計算値

物理指標	標準ケース (mm)	高軸応力ケース (mm)
コンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するとき（×）	98.1	76.2
軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2に相当する引張ひずみに達するとき（△）	74.0	78.6
軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態3に相当する引張ひずみに達するとき（○）	95.4	101.7

また，RC 橋脚の限界状態 2 及び限界状態 3 に達するときの変位の計算値と実験値の比較を**表-4.9** に，実験より得られた水平力-水平変位関係及び材料試験結果より得られたコンクリート強度を用い，道示 V8.5 規定に基づき計算した骨格曲線の比較を**図-4.23** に示す．本実験に用いたコンクリートの設計基準強度は道示 V8.5 規定の適用上限を超える強度であるが，RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の特性値の評価式をそのまま適用した場合，標準ケースの限界状態 2 に相当する水平変位は，実験結果が道示 V 評価結果を 13.8mm 上回った．また，限界状態 3 に相当する水平変位は，実験結果が道示 V 評価結果を 7.6mm 下回った．一方，高軸応力ケースでの限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する水平変位は，実験結果が道示V評価結果を 27.2mm 上回る結果となった．

表-4.9 限界状態 2 及び 3 に達するときの水平変位の比較

損傷状態		標準ケース（mm）	高軸応力ケース（mm）
限界状態2に対応する水平変位	道示V	74.0	76.2
	実験	87.8	103.3
限界状態3に対応する水平変位	道示V	95.4	76.2
	実験	87.8	103.3



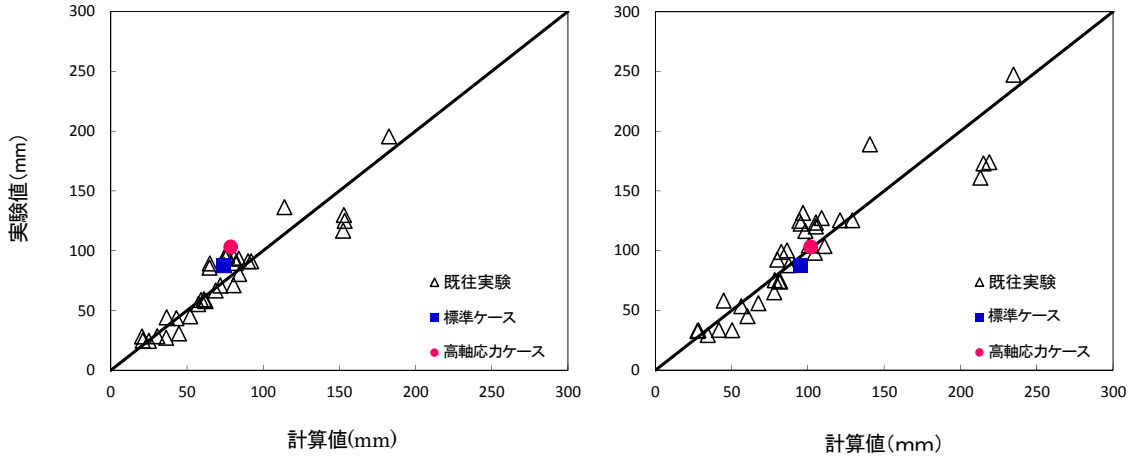
(a) 標準ケース　　(b) 高軸応力ケース

図-4.23 実験より得られた水平力-水平変位関係（正側）と道示 V 評価式より算出した骨格曲線の比較

(2) 限界状態 2 及び限界状態 3 に達するときの水平変位の既往実験と本実験結果の比較

図-4.24は，土木研究所資料第4257号[24)]に示される既往実験における軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2及び限界状態3に相当する引張ひずみに達するときの変位の計算値と実験値の比較を引用・プロットするとともに，**表-4.8**の実験値及び**表-4.7**の軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態2及び限界状態3に相当する引張ひずみに達するときの変位の評価値をプロットした結果を示したものである．既往実験としてプロットされた実験供試体は，曲げ破壊型の RC 橋脚に対する既往の正負交番繰返し載荷実験のうち，載荷条件，曲率や軸方向鉄筋の伸び出し変位の測定，破壊性状の記録等が同条件で行われた実験供試体の34体である．

限界状態に相当する水平変位の実験値及び評価値をプロットした結果，本実験の限界状態に相当する水平変位は既往実験と概ねばらつきの範囲内にあるといえる．**図-4.24**では，本実験により得られた限界状態に相当する水平変位の実験値と道示 V 計算値には差が見られたが，その差は有意ではなく，本実験条件においても道示 V に規定される限界状態に相当する水平変位の特性値の評価式が適用できる可能性を示した．



(a) 限界状態 2　　(b) 限界状態 3

図-4.24 軸方向鉄筋の引張ひずみが限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する引張ひずみに達するときの変位の計算値と実験値の比較（既往実験と本実験の比較）

５． 超過作用時の耐荷能力に関する検討

道路橋の耐震設計では，道路橋示方書[17)]に示されている設計地震動に対して橋全体系が致命的な被害に至らないようにすることが求められている．そのためには，橋の限界状態を部材の限界状態で代表させ，各部材が少なくとも限界状態3※を超えないように設計すればよいことが示されている．一方，道路橋の耐荷性能の照査に用いる設計地震動は，過去の地震被害の経験や調査研究を基に，地震動特性等のばらつきの影響を考慮して設定されている．それでも，設計地震動を上回る地震動が発生する可能性は否定できない．このような設計を超過するような作用（以下「超過作用」という）が発生した場合，部材が水平抵抗力を失うことで，橋全体系が致命的な被害に至る可能性がある．

しかし，部材が限界状態3を超えたとしても，すぐに橋が致命的な被害に至るとは限らない．また，限界状態3は水平方向の耐荷性能の限界を示しているが，鉛直方向の耐荷性能の限界と一致しているとは限らない．したがって，超過作用により部材が限界状態3を超えたことで，求められる大きさの水平耐力が喪失しても，鉛直方向の耐荷性能が残存していれば，比較的小さな水平力に対しては，橋は致命的な被害に至らないと考えられる．

そこで本章では，超過作用により橋脚が限界状態3に至った後，保有している耐荷能力及びエネルギー吸収能について，前章までで使用した供試体を用いて検討した．**図-5.1**に本章の検討範囲を示す．

※部材の限界状態3には，「真の限界状態3」と「道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料[23)]（以下「参考資料[23)]」という）に基づき設定される限界状態3」がある．

・「真の限界状態3」：

耐荷力を完全には失わない限界の状態．

・「参考資料[23)]に基づき設定される限界状態3」：

真の限界状態3を工学的指標で表した点である．この点は実験により，かぶりコンクリートが剥離し，軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になり，水平力－水平変位関係において，最大水平力の低下が生じ，地震時保有水平耐力を保持できなくなる直前の状態を水平変位に換算した点[25)]．すなわち，限界状態とみなしている点．

5.1 実験概要

本実験では，高強度材料を用いたRC橋脚のうち，標準ケース（**表-5.1**）を対象とした．本供試体の条件においては，参考資料[23)]に示されている限界状態3に相当するRCコンクリート橋脚の損傷状況に基づき，水平力が低下する前の$4\delta_0$が限界状態3に相当することがわかる（**図-5.2**）．本章では，限界状態3に至ったあとの耐荷能力について検討するため，限界状態3($4\delta_0$)に至った後も載荷を行い，$6\delta_0$まで載荷したのち，再度$1\delta_0$から載荷を行った．なお，ここでは$6\delta_0$まで載荷した実験を「載荷実験」，再度$1\delta_0$から載荷した実験を「再載荷実験」と呼称し，再載荷実験での変位を$1\delta_0r$,$2\delta_0r$…と表記する．

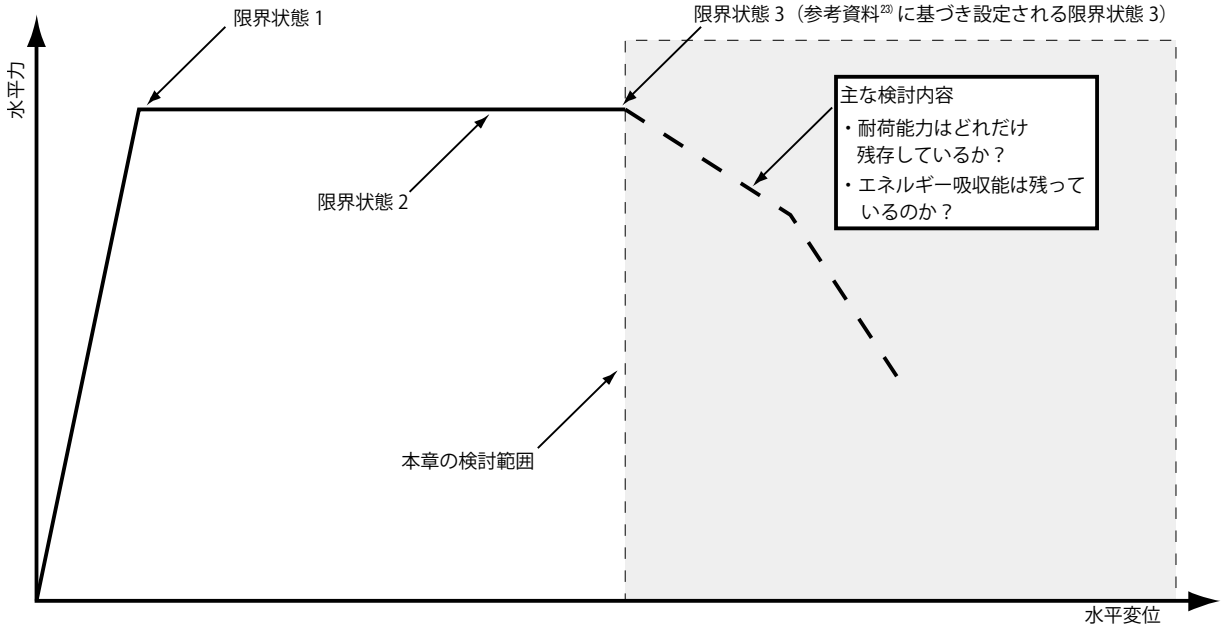


図-5.1 本章で検討の対象とする範囲

表-5.1 RC 橋脚の諸元

使用材料	軸方向鉄筋 帯鉄筋	SD490 SD345
諸元	コンクリート強度(N/mm^2) 軸方向鉄筋配置 軸方向鉄筋比(%) 横拘束鉄筋比(%) 柱基部軸圧縮応力度(N/mm^2) 柱断面寸法(mm)	60 D13@37-56本 1.97 1.70 1.00 600×600

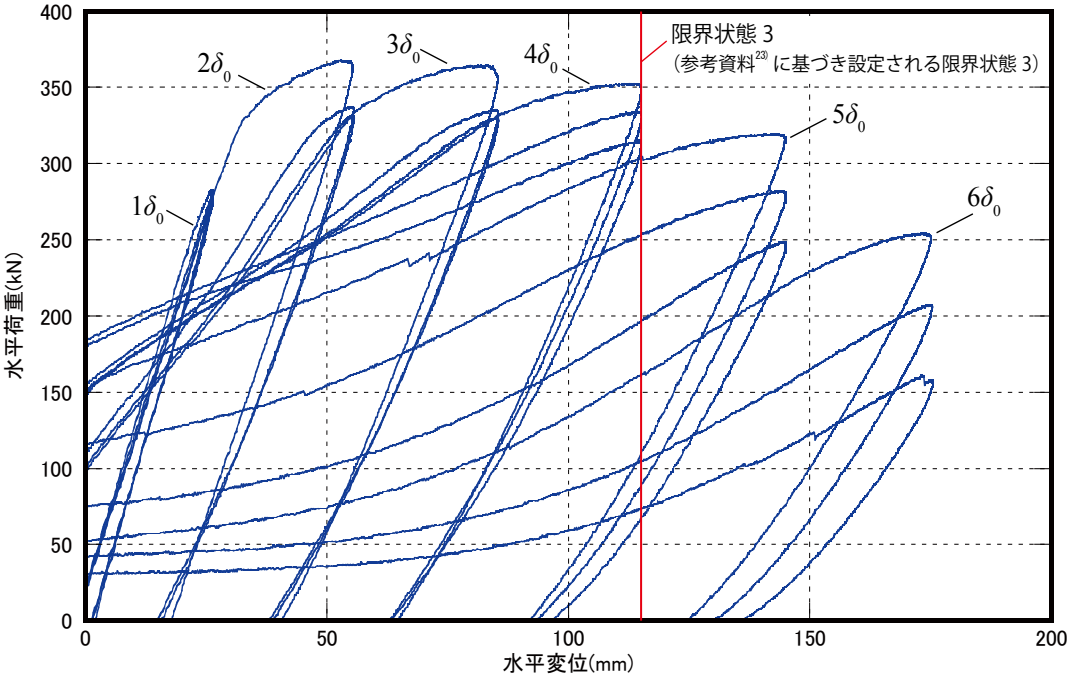


図-5.2 標準ケースにおける載荷実験結果

5.2 RC 橋脚の損傷状況

写真-5.1～写真-5.5は，再載荷実験におけるRC橋脚の損傷状況である．

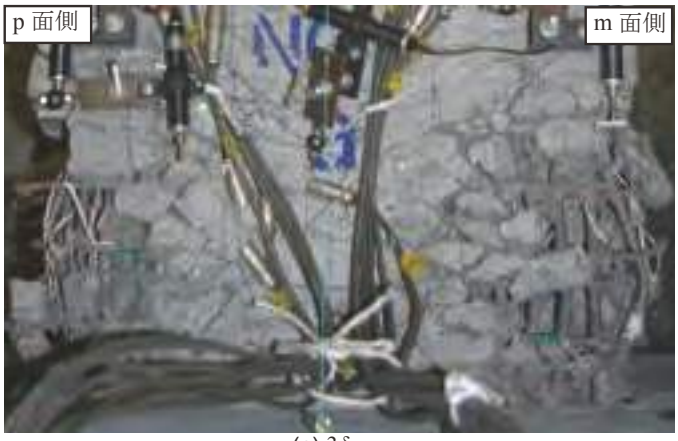
写真に示すように，再載荷実験を行った結果，$4\delta_0 r$と$5\delta_0 r$で合計18本の軸方向鉄筋が新たに破断した．$5\delta_0 r$載荷終了時に載荷実験において破断した軸方向鉄筋（合計15本）と合わせて33本の軸方向鉄筋が破断した．橋脚模型に使用されている軸方向鉄筋の総数56本のうち約60%が破断したことで，これ以上の実験続行は困難と判断し，再載荷実験は$5\delta_0 r$で終了した．

(a) a 面　(b) p 面　(c) b 面　(d) m 面

写真 -5.1 再載荷実験終了後の状況（写真歪み補正）

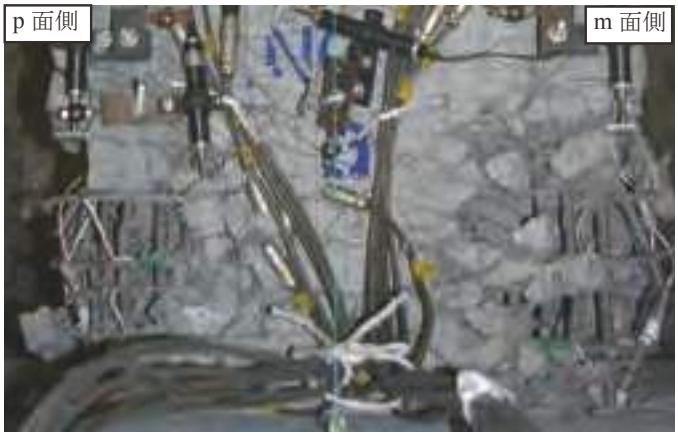
(a) $1\delta_0 r$

(b) $2\delta_0 r$



(c) $3\delta_0 r$

(d) $4\delta_0 r$



(e) $5\delta_0 r$

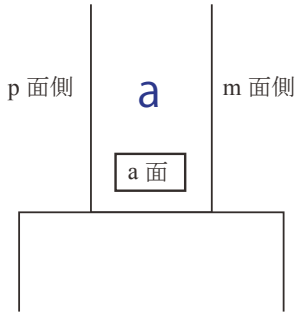
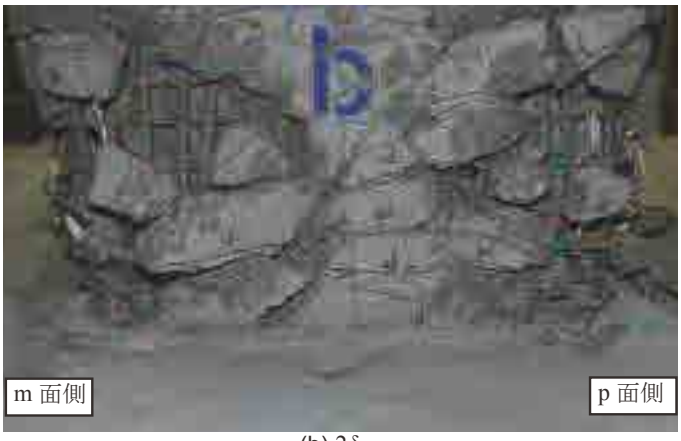


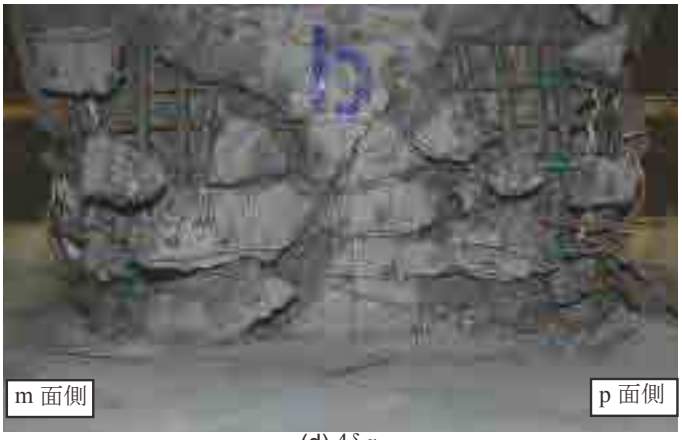
写真 -5.2 再載荷実験の状況（a 面）

(a) $1\delta_0 r$



(b) $2\delta_0 r$

(c) $3\delta_0 r$



(d) $4\delta_0 r$

(e) $5\delta_0 r$

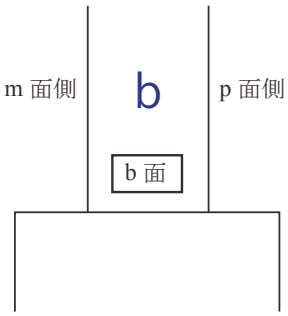
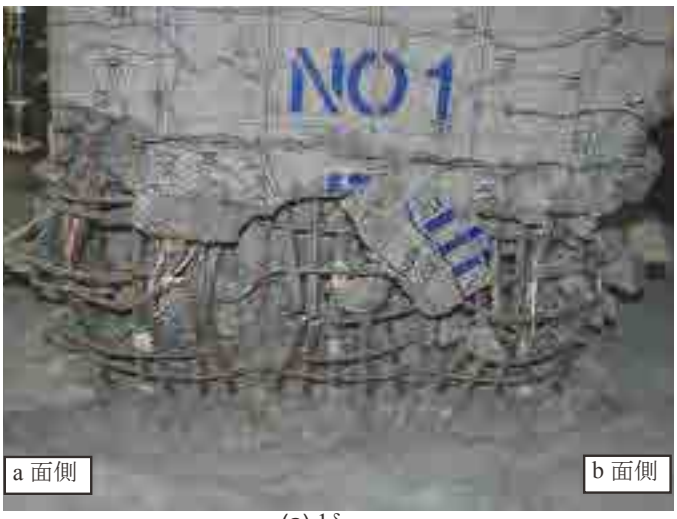
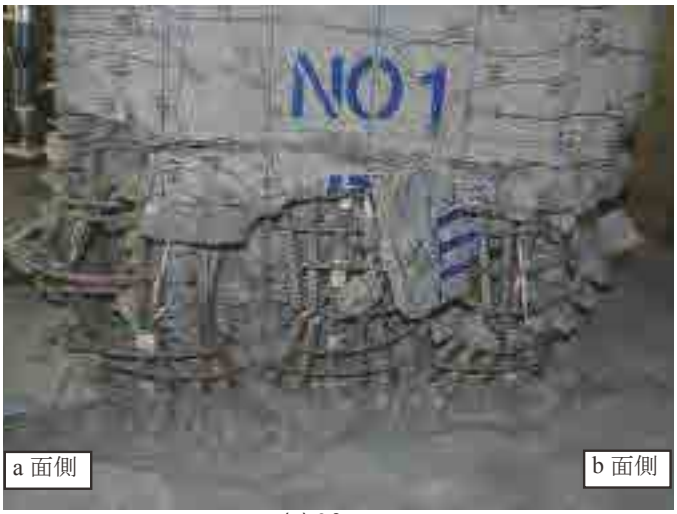


写真 -5.3 再載荷実験の状況（b 面）

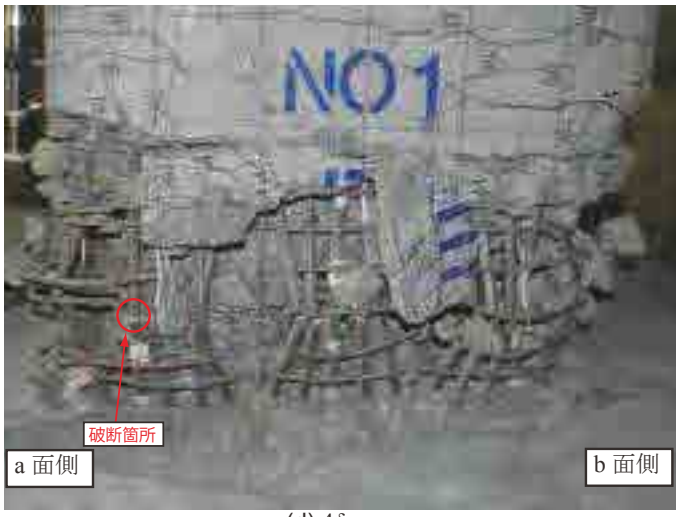


(a) $1\delta_0 r$

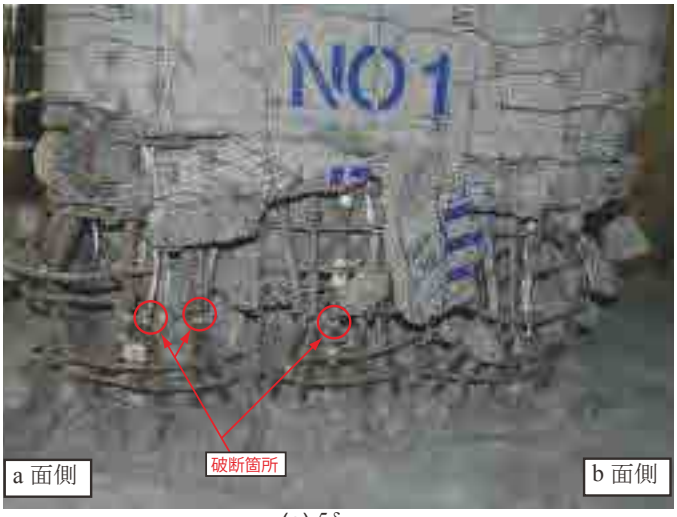
(b) $2\delta_0 r$



(c) $3\delta_0 r$



(d) $4\delta_0 r$



(e) $5\delta_0 r$

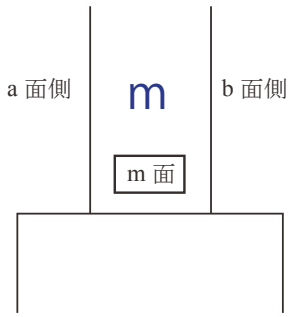
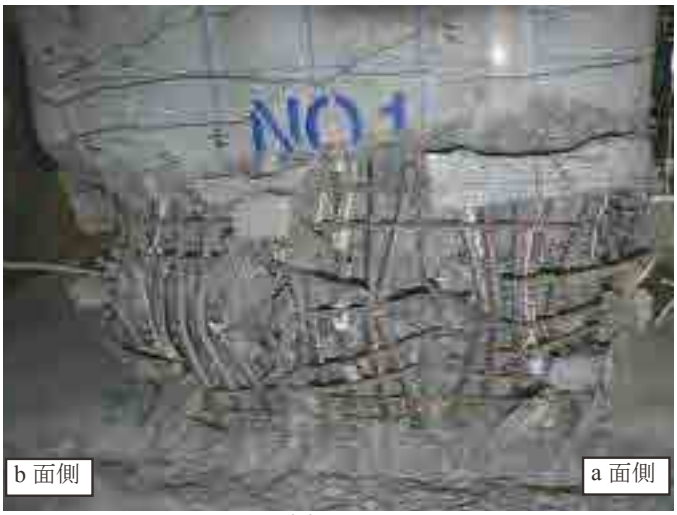
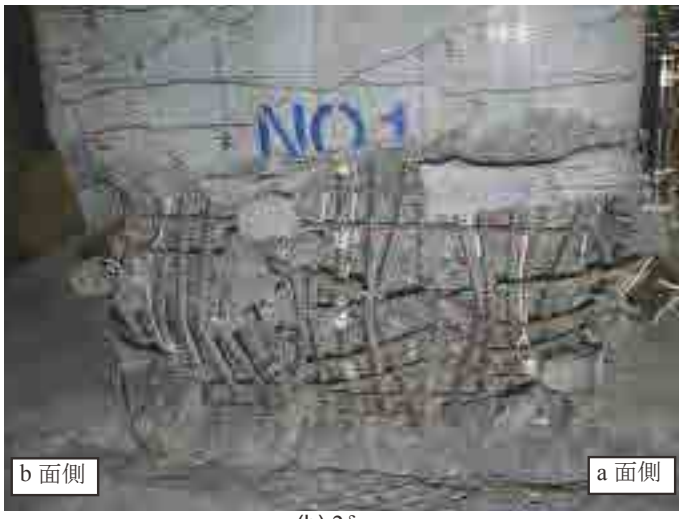


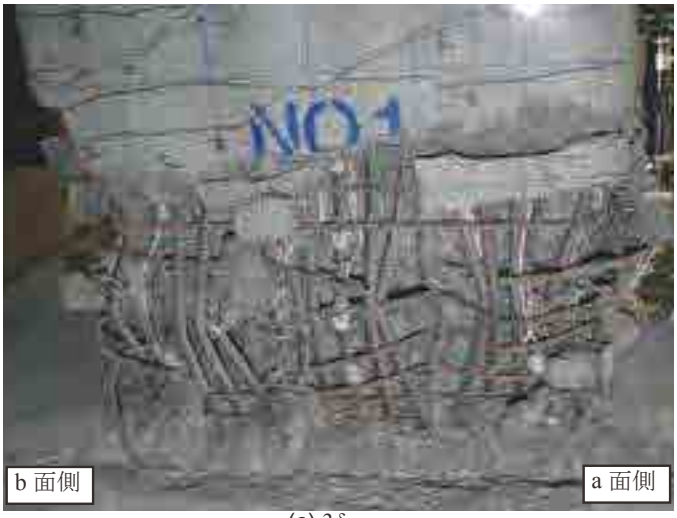
写真 -5.4 再載荷実験の状況（m 面）



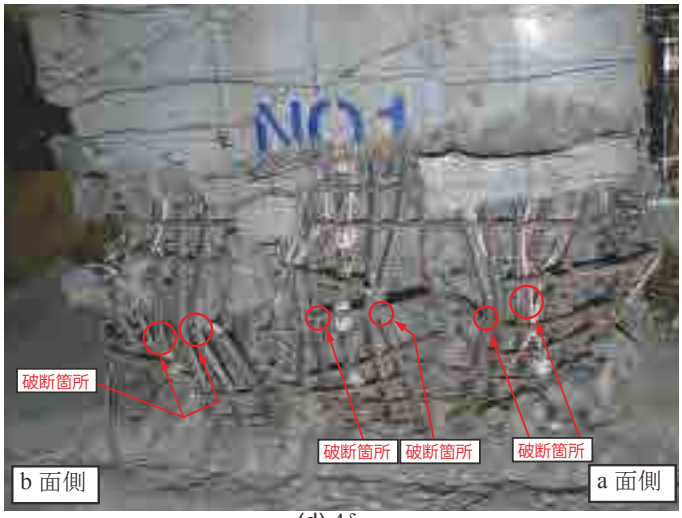
(a) $1\delta_0 r$



(b) $2\delta_0 r$



(c) $3\delta_0 r$



(d) $4\delta_0 r$

(e) $5\delta_0 r$

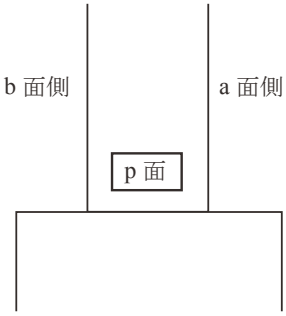


写真 -5.5 再載荷実験の状況（p 面）

5.3 RC 橋脚の耐荷能力

(1) 水平変位 - 水平荷重の関係

図-5.3は，載荷実験と再載荷実験における水平変位と水平荷重の関係を示したものである．横軸は水平変位，縦軸は水平荷重である．図中には，参考資料[23)]に基づいて設定される限界状態3の位置も示した．図より，再載荷実験における水平荷重の最大値は，載荷実験における最大値（約368kN）の約1/7である55kNまで低下した．

図-5.4は**図-5.3**に示した再載荷実験で得られた水平変位と水平荷重の関係を拡大したものである．図より，$3\delta_0 r$から水平荷重が増加し，$4\delta_0 r$で水平荷重が最大となる．これは，軸方向鉄筋が引張方向に抵抗した影響であると考えられる．$5\delta_0 r$で水平荷重は1.3%程度低下している．

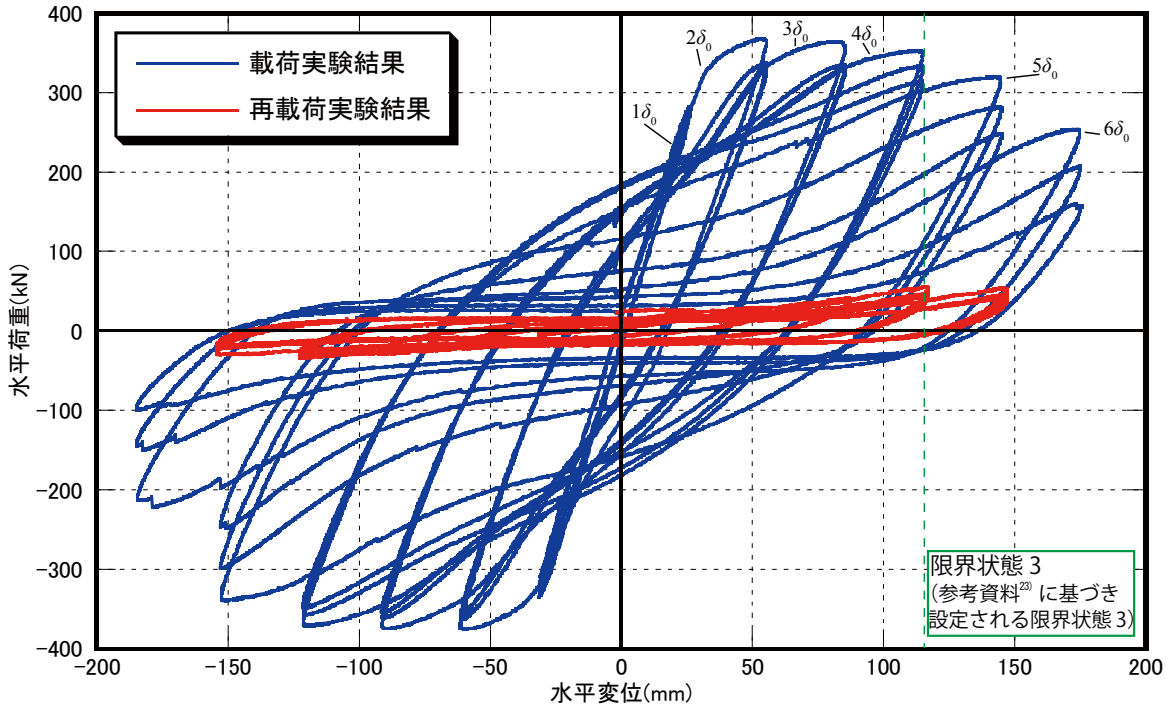


図-5.3 水平変位－水平荷重の関係(載荷実験との比較)

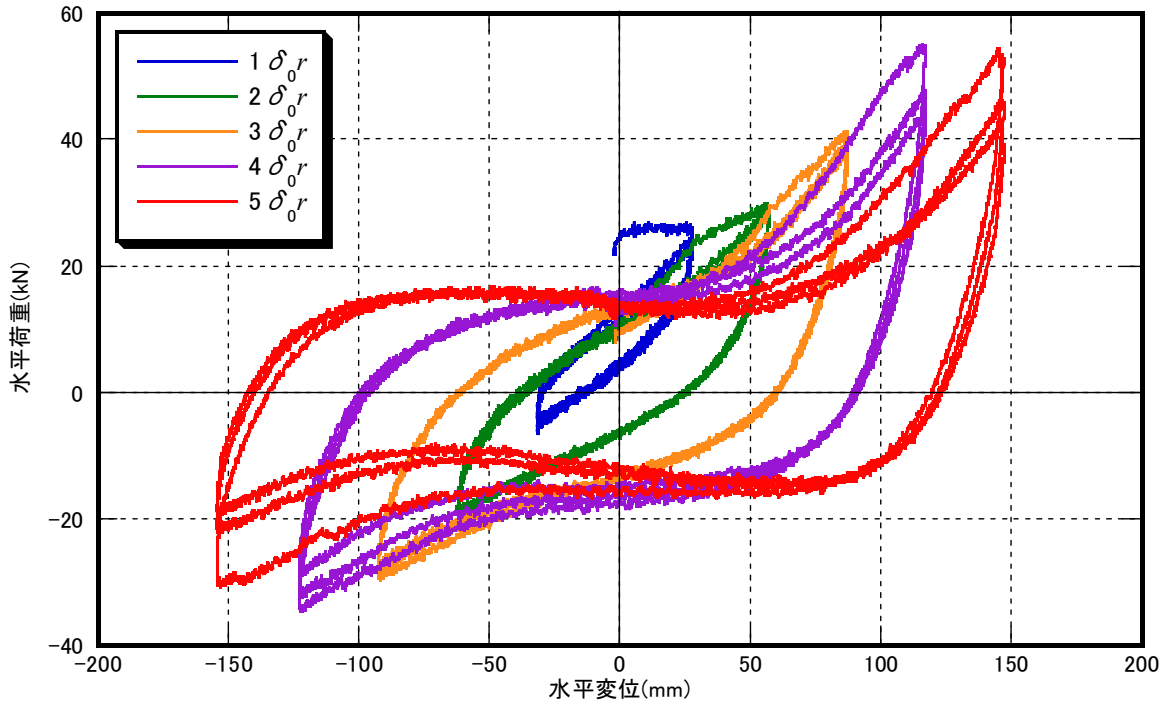


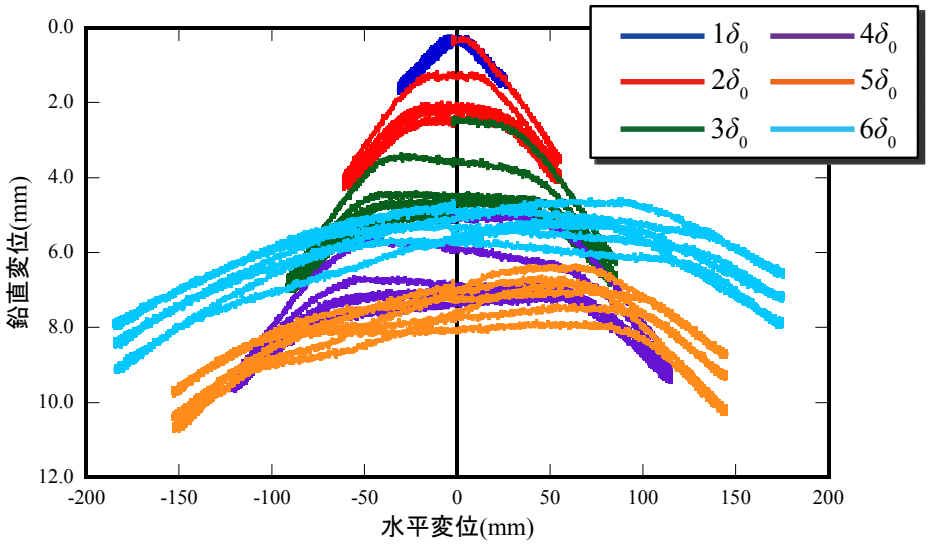
図-5.4 水平変位－水平荷重の関係(再載荷実験の結果)

(2) 鉛直変位 - 鉛直荷重の関係

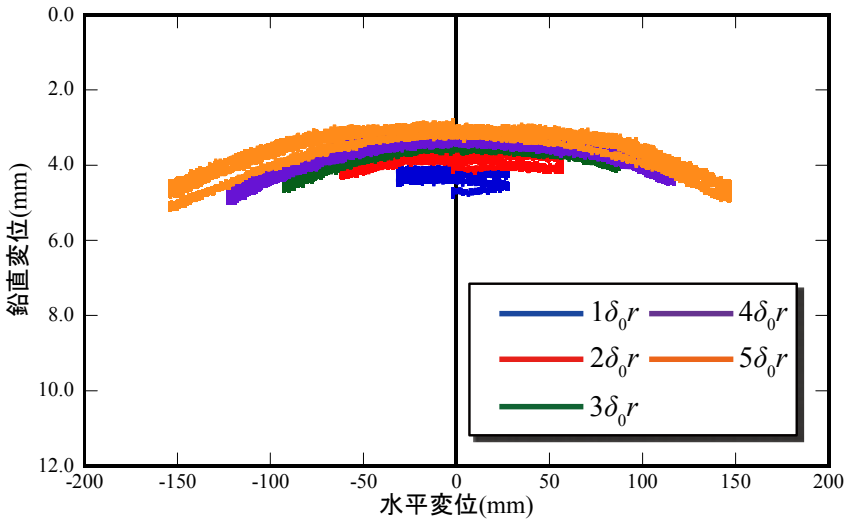
図-5.5は水平変位と鉛直変位の関係を示したものである．図より，各載荷ステップにおいて，急激な鉛直変位の低下は見られず，水平方向の挙動に追随して，安定した円弧状の動きが確認できる．

図-5.6は水平変位と鉛直荷重の関係を示したものである．**図-5.5**に示したように，円弧状の動きと同調した軸力を導入しているため，鉛直荷重が増減しているが，本実験での軸力(360kN)程度の耐荷力が残っており，かつ急激な荷重の変動等は確認されない．

したがって，鉛直方向の耐荷能力は完全に保持していると考えられる．

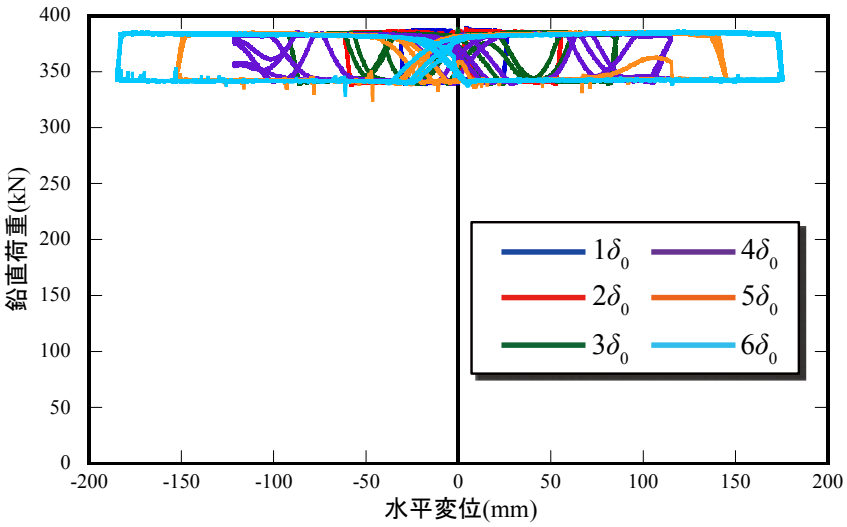


(a) 載荷実験の結果

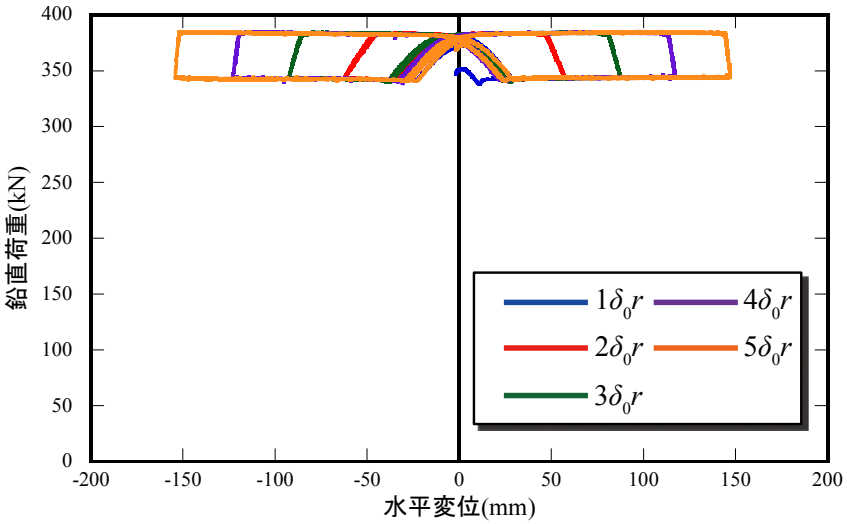


(b) 再載荷実験の結果

図-5.5 水平変位－鉛直変位の関係



(a) 載荷実験の結果



(b) 再載荷実験の結果

図-5.6 水平変位－鉛直荷重の関係

(3) エネルギー吸収量

図-5.7は，限界状態3に達するまでのエネルギー吸収量の合計と限界状態3を超えた後のエネルギー吸収量の合計を示したものである．縦軸はエネルギー吸収量を示している．

図より，限界状態 3 を超えても，$5\delta_0$ や $6\delta_0$ は $4\delta_0$ に比べて 60%～90%のエネルギー吸収量がある．また，限界状態 3 を超えた後のエネルギー吸収量の合計は，限界状態 3 を超える前のエネルギー吸収量の合計とほぼ同じである．したがって，限界状態 3 を超えた後も一定の耐荷性能は残存していると考えられる．

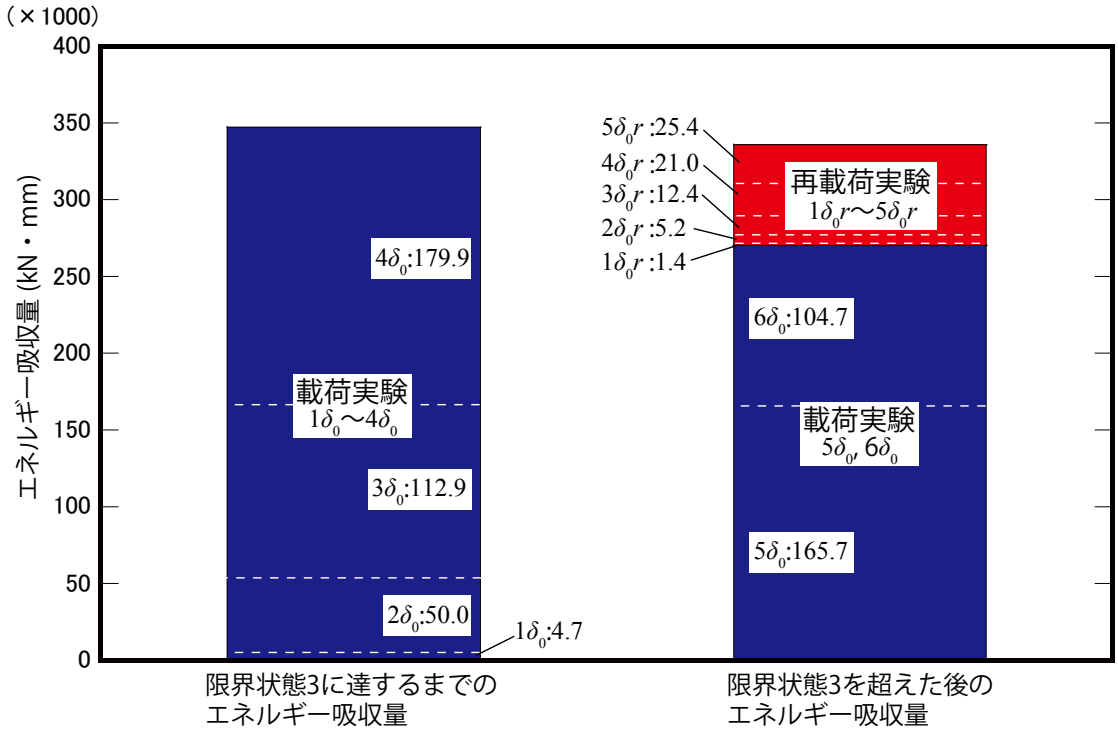


図-5.7 エネルギー吸収量

５．４ 限界状態３に至ったあとに地震が発生した場合の橋脚の挙動

(1) 検討方法

RC 橋脚の実験により，鉛直方向の耐荷力やエネルギー吸収量が残存していることがわかった．しかし，限界状態3に至ると水平荷重と共に部材の剛性も低下するため，この剛性低下により，余震に対する橋脚の倒壊に大きな影響を及ぼすことが考えられる．そこで本研究では，限界状態3に至った橋脚に余震が作用した場合に対して，橋倒壊に至らない抵抗力が残存しているのか，応答加速度と応答変位の観点から検討した．本節では，応答加速度について検討した結果を述べる．

本研究では，限界状態3に至った橋脚の剛性の違いによる影響を検討するために，限界状態3に至ったあとの橋脚の剛性が最大(Case1 : 載荷実験の$5\delta_0$)の場合と，最小(Case2 : 再載荷実験での$4\delta_0 r$)の場合を対象とした．また，参考として，RC 橋脚に損傷が生じていない状態(Case0 : 載荷実験での$1\delta_0$)についても検討の対象とした．

RC 橋脚に生じる加速度は，橋脚の固有周期から算出した．橋脚の固有周期 T は道路橋示方書[17]より次式で求めることができる．

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \tag{5.1}$$

式(5.1)のδは耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と，それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の，上部構造の慣性力作用位置における変位であり，次式により求められる．

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0 \tag{5.2}$$

δ_pは下部構造躯体の曲げ変形，δ_0は基礎の水平変位，θ_0は基礎の回転角，h_0は耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力作用位置までの高さである．ここで，本載荷実験ではフーチング部（基礎）を拘束していたため，基礎の変位や回転は下部構造躯体の曲げ変形に対して十分小さいと仮定できる．このように仮定すると，式(5.2)に示されている基礎に関する項は無視することができ，式(5.3)に示すように下部構造躯体の曲げ変形のみを考慮すればよいことになる．

$$\delta = \delta_p = \frac{W_U h^3}{3EI} + \frac{0.8 W_p h_p{}^3}{8EI} \tag{5.3}$$

式(5.3)のW_Uは対象とする下部構造躯体が支持する上部構造部分の重量，W_pは下部構造躯体の重量，hは下部構造躯体下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ，h_pは下部構造躯体の高さ，EIは下部構造躯体の曲げ剛性である．

本研究では，下部構造の重量は橋脚の体積(0.6m×0.6m×3.0m=1.08m^3)に鉄筋コンクリートの単位体積重量(24.5kN/m^3)を乗じて算出した（計算した結果 : 26.46kN）．上部構造の重量は，上部構造の重量と下部構造の重量の合計が実験で導入した軸力（360kN）になるように上部構造の重量を算定した．また，橋軸方向に地震動が作用した場合を想定した(h=h_p=3.0m).

下部構造躯体の曲げ剛性は，本供試体を長さh_p（下部構造躯体の高さ）の片持ちばりと仮定して求める．片持ちばりのばね定数kによるたわみ(P/k)と曲げ剛性EIによるたわみ((Ph_p^3)/(3EI))が等しいと考えると，次式が導かれる．

$$EI = \frac{kh_p^{\ 3}}{3} \tag{5.4}$$

したがって，式(5.4)を用いることで，曲げ剛性を求めることができる．本研究では，ばね定数kは，載荷実験および再載荷実験で得られた水平変位 - 水平荷重の関係から等価剛性を求め，その等価剛性をばね定数とした．

(2) RC橋脚に作用する応答加速度の評価

(5.1)～(5.4)式より，橋脚の固有周期を求め，求めた固有周期から橋脚が支持する上部構造位置に生じる最大応答加速度を求めた．ここで，ばね定数kは，**図-5.8**より求めた結果，Case0は10010kN/m，Case1は2254kN/m，Case2は474kN/mであった．

以上の条件を基に，各Caseにおける固有周期を求めると，**表-5.2**のようになる．得られた固有周期を用いて橋脚が支持する上部構造位置に作用する応答加速度を道路橋示方書[17)]に記載されている加速度応答スペクトルから求めた．その結果を**図-5.9**および**図-5.10**に示す．レベル1地震動の場合，**図-5.9**よりCase1では応答加速度に変化は見られないが，Case2では応答加速度が低下している．レベル2地震動の場合，**図-5.10**よりCase1ではレベル2地震動（タイプI,II）のI種地盤では，応答加速度が小さくなっている．それ以外の地震動では，応答加速度に大きな違いは見られなかった．一方Case2では，剛性の低下により固有周期が1秒以上伸びるため，全ての地震動において応答加速度は小さくなっている．

以上より，限界状態3を超えた橋脚が支持する上部構造位置に生じる応答加速度は，橋脚の剛性が低下するにつれて小さくなる．そのため，RC橋脚に作用する慣性力も小さくなり，橋倒壊に至りにくくなると考えられる．

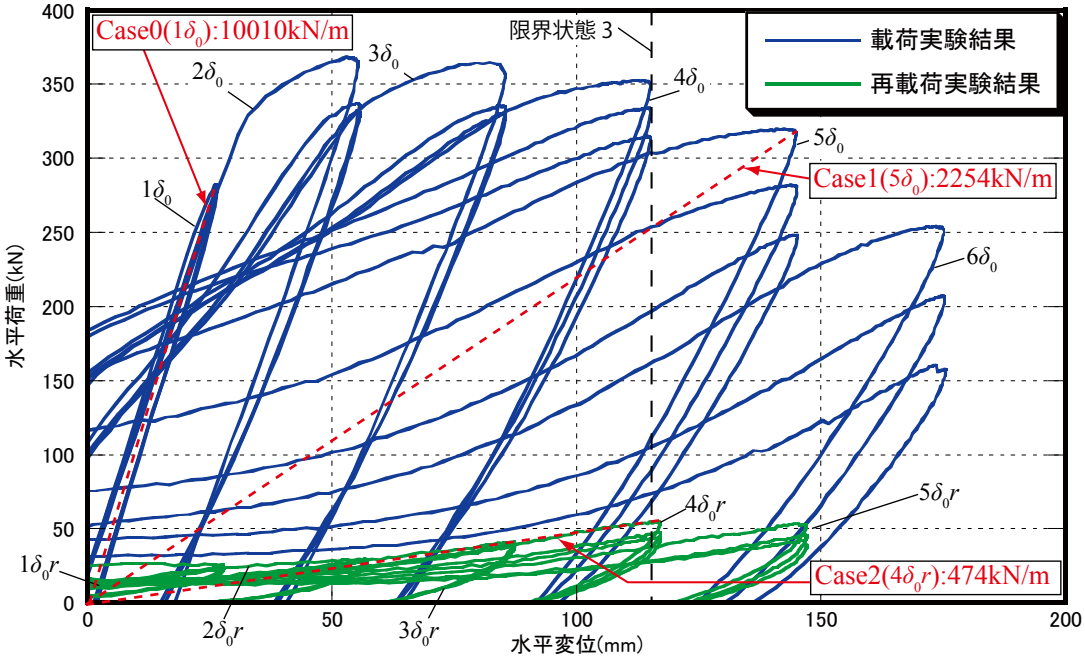


図-5.8 ばね定数の算出

表-5.2 固有周期の算定結果

	Case0	Case1	Case2
上部構造の重量W_U(kN)		360	
下部構造躯体の重量W_p(kN)		26.46	
下部構造躯体の高さh_p(m)		3.0	
バネ定数k (kN/m)	10010	2254	474
剛性EI(kN・m^2)	90090	20282	4263
上部構造による変位量(m)	0.033321	0.148005	0.704088
下部構造による変位量(m)	0.000793	0.003522	0.016757
変位δ(m)	0.034114	0.151527	0.720845
固有周期T(s)	0.371	0.78	1.71
固有振動数f(Hz)	2.69	1.28	0.59

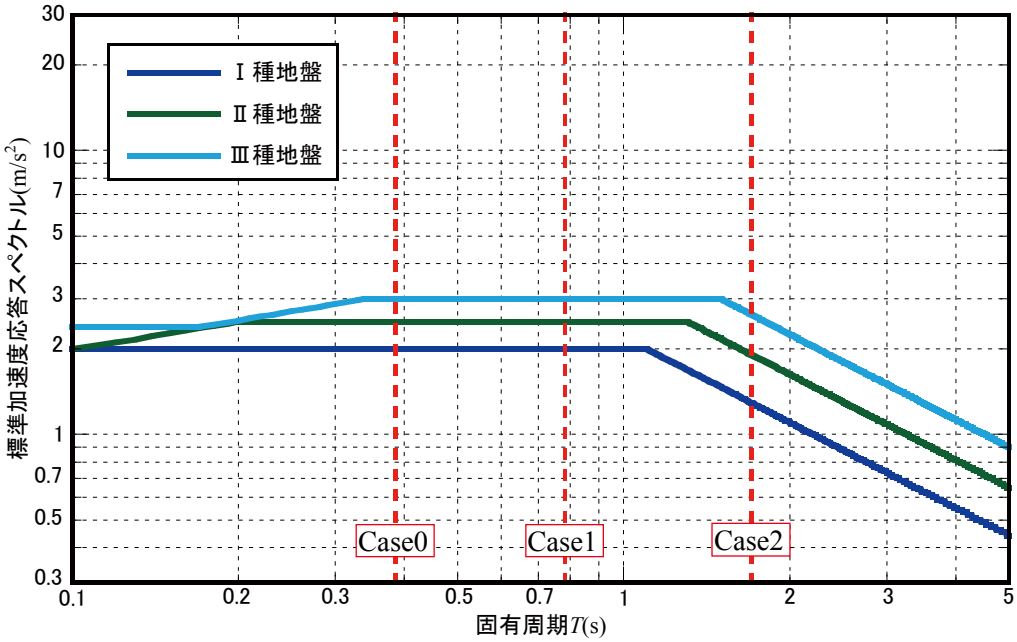
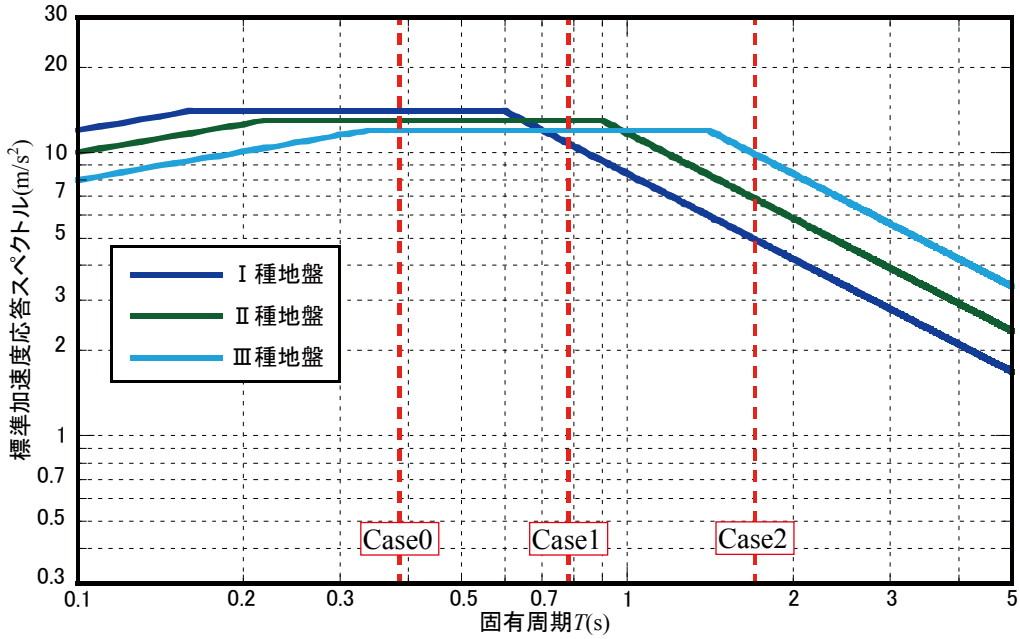
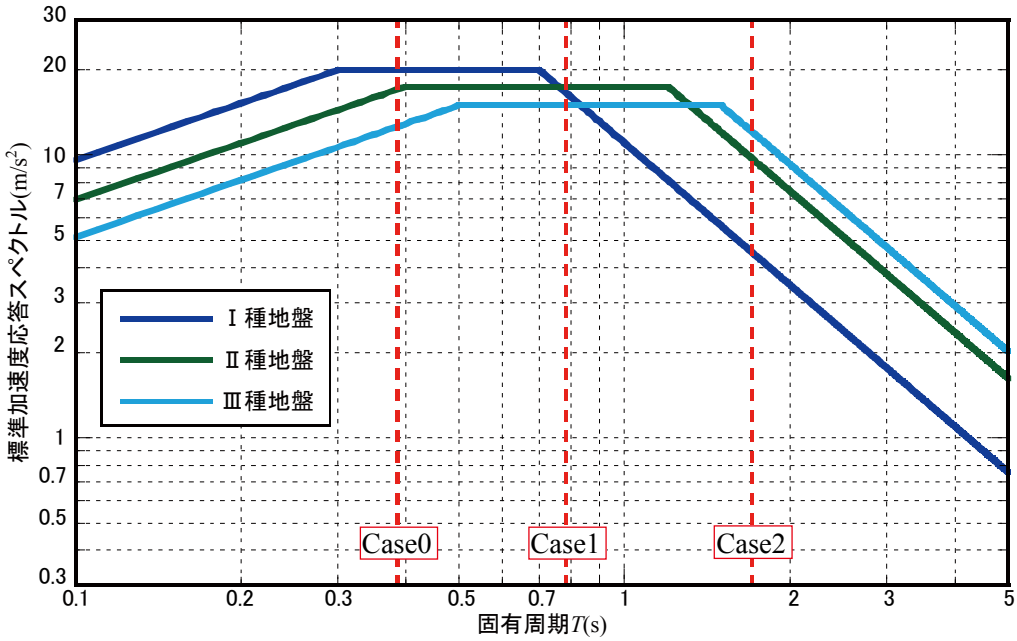


図-5.9 RC橋脚模型に作用する加速度の比較（レベル1地震動）



(a) タイプI



(b) タイプII

図-5.10 RC橋脚模型に作用する加速度の比較（レベル2地震動）

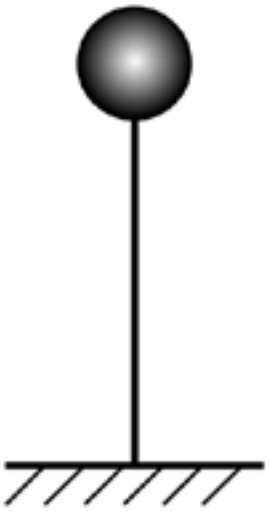
５．５ 損傷状況に応じた応答変位の検討

(1) 検討方法

前節では，限界状態3に至った橋脚に，余震に対して橋倒壊に至らない抵抗力が残存しているのか，応答加速度の観点から検討した．本節では，応答変位の観点から，橋倒壊に至らない抵抗力が残存しているのか，線形動的解析により検討および評価した．ここでは，前節で対象としたCase1($5\delta_0$)およびCase2($4\delta_0 r$)について検討した(図-5.8)．

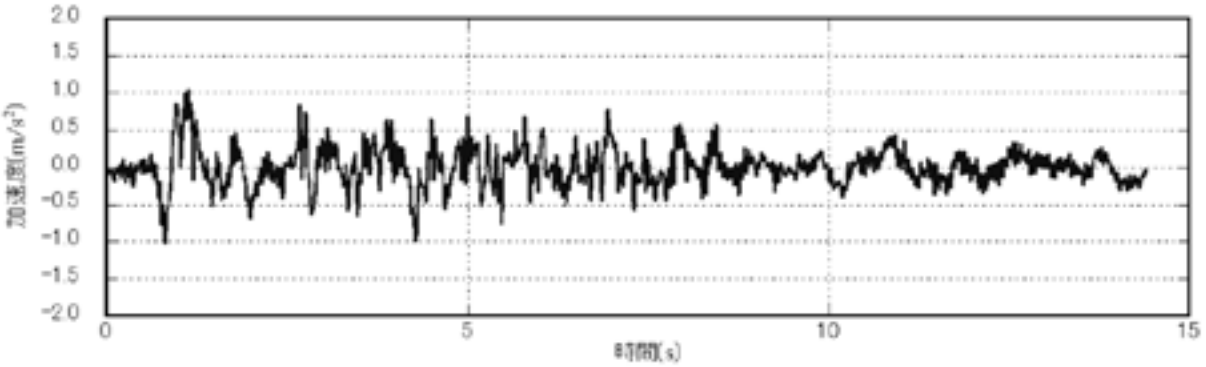
図-5.11に示すようにRC橋脚供試体を1自由度系の質点 - はり要素モデルで簡易的にモデル化して解析を行った．質点の質量は，載荷実験で導入した軸力(360kN)に相当する質量を設定した．橋脚の曲げ剛性については，橋脚損傷によりヤング率のみ低下するものと考え(断面形状は保持，すなわち断面2次モーメントは一定)，ヤング率を変えることで図-5.8に示した剛性を満足できるように設定した．

本研究では，図-5.12に示すレベル1地震動，レベル2地震動(タイプI)およびレベル2地震動(タイプII)を用いて解析を実施し，質点の応答変位を求めた．地盤はI種地盤を想定した．解析は解析ソフトTDAPIIIを使用した．本研究では，実験模型の大きさから，実スケールの縮尺を1/3と仮定して，相似則により計算時間刻み(Δt=0.01秒)を実験模型スケール(Δt×3-1/2=0.0058秒)に合わせた．なお，初期変位は0とした．

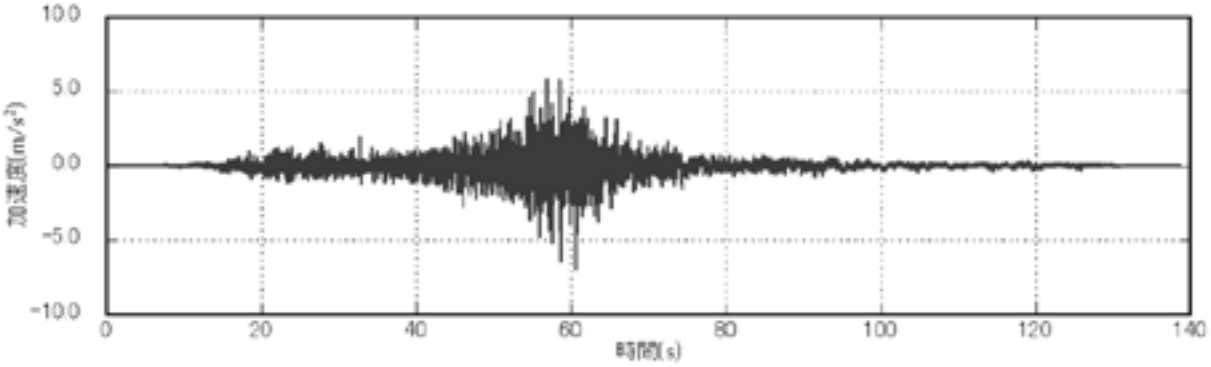


質点	質量		36000 kg
はり	一辺の長さ		0.6 m
	長さ		3 m
	剛性EI	Case1	20282 N.m^2
		Case2	4263 N.m^2

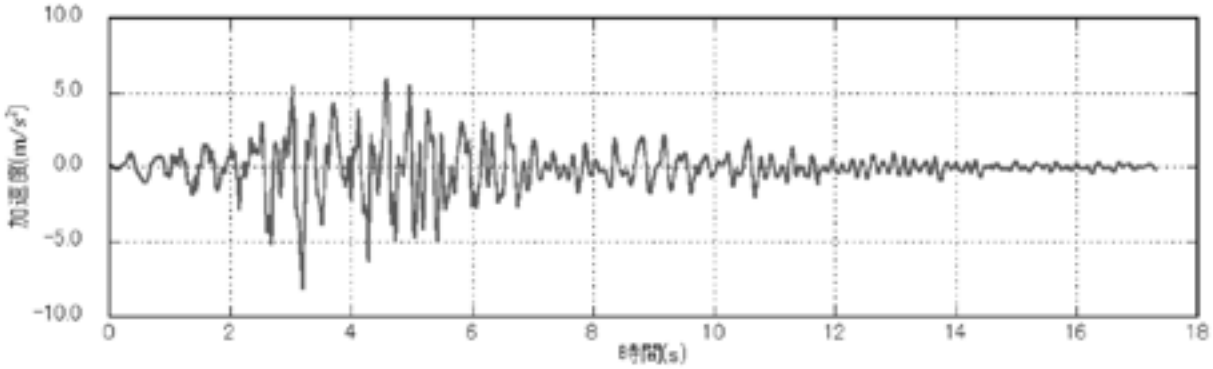
図-5.11 解析モデルおよび構造諸元



(a) レベル 1 地震動（I 種地盤）



(b) レベル 2 地震動（タイプ I）



(c) レベル 2 地震動（タイプ II）

図-5.12 入力地震動（I 種地盤）[17)]

(2) 橋倒壊に至らない抵抗力の評価方法

a) 質点位置における水平変位の算出

限界状態3に至ったことにより，橋脚には残留変位が生じると考えられる．そこで本研究では，橋脚に生じる残留変位を別途求め，解析により得られた応答変位を加えることで，質点位置における水平変位を求めた．

残留変位δ_Rは道路橋示方書[17)]を基に次式により求めた．

$$\delta_R = c_R\left(\mu_r - 1\right)\left(1 - r\right)\delta_{yE} \tag{5.5}$$

式中の，c_Rは残留変位補正係数(=0.6)[17)]，rは鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比(=0)[17)]である．δ_{yE}は鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に相当する水平変位であり，本研究では載荷実験における基準変位1δ_0(=30mm)を用いた．μ_rは鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率であり，次式により算出した[17)]．

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_{2z}k_{h0}W}{P_a}\right)^2 + 1\right\} \tag{5.6}$$

式中のk_{h0}はレベル2地震動の設計水平震度の標準値，c_{2z}はレベル2地震動の地域補正係数，Wは等価重量(360kN)である．P_aは保有水平耐力であり，載荷実験の結果を基に350kNとした(**図-5.8**)．

本研究では，I種地盤上の橋脚にレベル2地震動(タイプII)が作用すると仮定した．この仮定で残留変位を算出するために必要なパラメータを求めると，**表-5.2**で示した橋脚に損傷が生じていないCase0の固有周期(0.371秒)から，レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値は2.00，地域補正係数は1.0となる．これらの値を式(5.5)および式(5.6)に代入して計算した結果，残留変位は35.7mmとなった．この残留変位に解析で得られた応答変位を加えることで，質点位置における水平変位を求めた．

本研究では，質点位置における水平変位を基に，橋倒壊に至らない抵抗力を評価した．

b) 限界変位の算出

本研究では，幾何学的に橋脚基部に生じる曲げモーメントと復元力の関係から，橋倒壊に至らない抵抗力を評価する方法を考えた．

図-5.13に示すように，質点が水平方向に変位した場合，橋脚基部が塑性化したときの自重mgにより橋脚基部に生じる曲げモーメントMは，

$$M = mg \times d \tag{5.7}$$

式中のmは質点の質量，gは重力加速度(9.8m/s^2)，dは水平変位である．

一方，**図-5.8**に示したように，限界状態3を超えたものの，RC橋脚には若干の復元力は残存していると考えられる．本研究では，実験で得られた水平方向の耐荷力が復元力に相当すると考えると，復元力により橋脚基部に生じる曲げモーメントM_Rは，

$$M_R = F_x \times h = \sqrt{l^2 - d^2} \tag{5.8}$$

F_xは復元力であり，本研究では実験により得られた水平荷重を用いた．hは作用高さ（$h = \sqrt{l^2 - d^2}$，l : 橋脚
の高さ）である．

このとき，自重により生じる曲げモーメントと復元力により生じる曲げモーメントが等しくなるときの変位は，次式で表わすことができる．

$$d_{\lim} = \sqrt{\frac{F_x{}^2 l^2}{(mg)^2 + F_x{}^2}} \tag{5.9}$$

本論文では，この変位を限界変位$d_{\lim}$と呼ぶ．この限界変位を水平変位が上回った場合，自重により橋脚基部に生じる曲げモーメントが復元力により生じる曲げモーメントを上回るため橋は倒壊に至る，つまり橋倒壊に至らない抵抗力は残存していないことを意味している．

前述した解析条件を基に，式(5.9)を用いて復元力と限界変位の関係を示した結果を**図-5.14**に示す．横軸は復元力，縦軸は限界変位である．図中には，Case1およびCase2における限界変位を示した．図より，Case1の限界変位は1.93m，Case2の限界変位は0.43mであった．

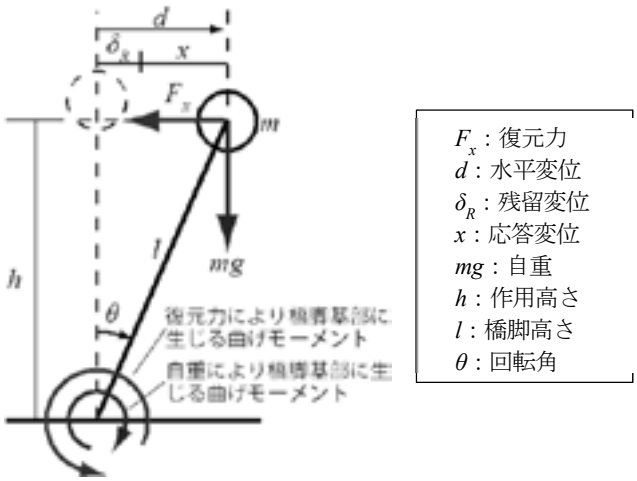


図-5.13 橋脚基部に生じる曲げモーメント

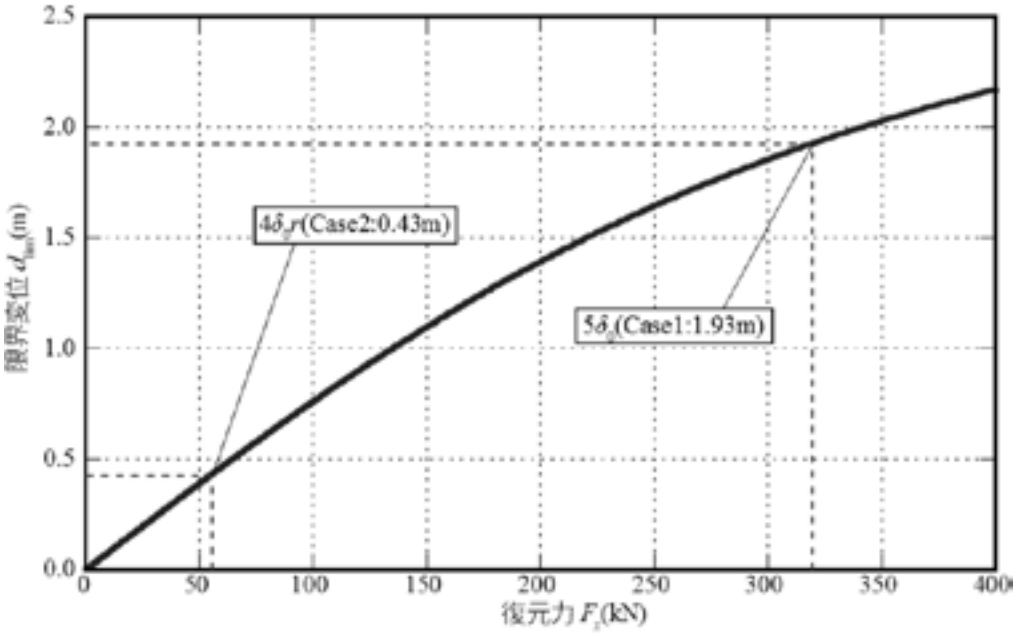


図-5.14 復元力と限界変位の関係

c) 限界状態3を超えた回数に応じた限界変位の算出

水平変位が限界状態3（本研究では$4\delta_0$）に至ると，**図-5.8**に示したように，載荷回数が増えるにつれて水平荷重が低下していることがわかる．水平荷重が低下すると式(5.9)より，限界変位も小さくなる．そのため，橋倒壊に至らない抵抗力を評価するためには，水平変位が限界状態3($4\delta_0$)を超えた場合の影響についても考慮しなければならない．

そのため，限界状態3を超えた場合の限界変位を以下の方法で求めた（**図-5.15**）．

・水平変位の時刻歴から$4\delta_0$を超えた回数を求める．

・次に，水平変位－水平荷重の関係（**図-5.8**）より，$4\delta_0$を超えた回数に応じた水平荷重を求める．

・得られた水平荷重を復元力として，式(5.9)および**図-5.14**より限界変位を求める．

ここで限界変位を求めるために使用する水平荷重については別途検討を要するが，本研究では限界状態3に至った直後の$5\delta_0$における水平荷重とした．

なお，$6\delta_0r$以降の再載荷実験は行っていないため，これ以上の限界変位は特定できないが，**図-5.4**で示した水平変位 - 水平荷重の関係や**写真-5.2**で示したRC橋脚の損傷状況より，$6\delta_0r$以降の水平荷重は期待できないものとした． すなわち，**表-5.3**に示すように， Case1では10回以上，Case2では4回以上$4\delta_0$を超えた場合，水平方向の耐荷能力は期待できないと判断した．

限界状態3を超えた場合に対する限界変位を求めた結果を**表-5.4**に示す．なお，表中の残留変位がある場合の結果については，正側と負側に残留変位を与えたときの$4\delta_0$を超えた回数が多い方を示した．これらを基に，解析により得られた応答変位を評価する．

表-5.3 水平荷重を求めるための用いる実験値

(a) Case1

$4\delta_0$を超えた回数	水平荷重を求めるために使用する実験値
1回～3回	載荷実験における$5\delta_0$
4回～6回	載荷実験における$6\delta_0$
7回～9回	再載荷実験における$6\delta_0r$
10回以上	水平荷重は期待できない

(b) Case2

$4\delta_0$を超えた回数	水平荷重を求めるために使用する実験値
1回～3回	再載荷実験における$6\delta_0r$
4回以上	水平荷重は期待できない

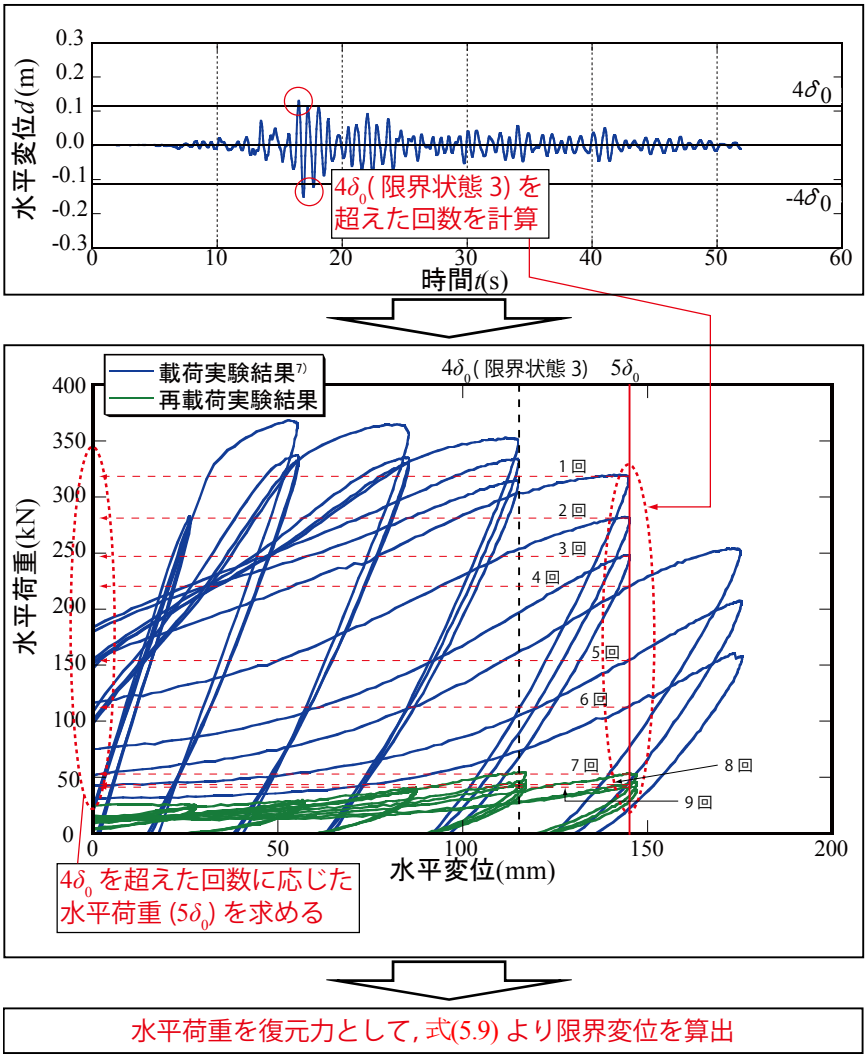


図-5.15 $4\delta_0$ を超えた場合の限界変位の求め方

表-5.4 $4\delta_0$を超えた回数と限界変位(その 1)

(a) レベル 1 地震動

入力地震動の倍率	Case1				Case2			
	残留変位なし		残留変位あり		残留変位なし		残留変位あり	
	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)
0.1	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.2	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.3	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.4	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.5	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.6	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.7	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.8	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.9	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
1.0	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
1.1	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
1.2	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
1.3	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
1.4	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
1.5	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
1.6	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
1.7	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
1.8	0	1.93	0	1.93	0	0.43	2	0.34
1.9	0	1.93	0	1.93	0	0.43	2	0.34
2.0	0	1.93	0	1.93	1	0.41	2	0.34

※「-」は，水平方向の耐荷能力が期待できないと判断した箇所

表-5.4 $4\delta_0$ を超えた回数と限界変位(その 2)

(b) レベル 2 地震動(タイプ I)

入力地震動の倍率	Case1				Case2			
	残留変位なし		残留変位あり		残留変位なし		残留変位あり	
	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)
0.1	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.2	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.3	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.4	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
0.5	0	1.93	0	1.93	0	0.43	5	-
0.6	0	1.93	0	1.93	2	0.34	-	-
0.7	0	1.93	0	1.93	5	-	-	-
0.8	0	1.93	1	1.91	-	-	-	-
0.9	0	1.93	1	1.91	-	-	-	-
1.0	0	1.93	2	1.77	-	-	-	-
1.1	0	1.93	2	1.77	-	-	-	-
1.2	1	1.91	3	1.63	-	-	-	-
1.3	1	1.91	4	1.50	-	-	-	-
1.4	2	1.77	4	1.50	-	-	-	-
1.5	3	1.63	6	0.85	-	-	-	-
1.6	5	1.13	7	0.41	-	-	-	-
1.7	5	1.13	8	0.34	-	-	-	-
1.8	5	1.13	8	0.34	-	-	-	-
1.9	6	0.85	9	0.32	-	-	-	-
2.0	8	0.34	11	-	-	-	-	-

(c) レベル 2 地震動(タイプ II)

入力地震動の倍率	Case1				Case2			
	残留変位なし		残留変位あり		残留変位なし		残留変位あり	
	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)	$4\delta_0$を超えた回数	限界変位 d_{lim}(m)
0.1	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.2	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.3	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.4	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.5	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43
0.6	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
0.7	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
0.8	0	1.93	1	1.91	0	0.43	1	0.41
0.9	0	1.93	1	1.91	1	0.41	1	0.41
1.0	0	1.93	1	1.91	1	0.41	1	0.41
1.1	1	1.91	2	1.77	1	0.41	1	0.41
1.2	1	1.91	2	1.77	1	0.41	3	0.32
1.3	1	1.91	3	1.63	2	0.34	3	0.32
1.4	1	1.91	3	1.63	2	0.34	4	-
1.5	2	1.77	4	1.50	2	0.34	-	-
1.6	3	1.63	4	1.50	2	0.34	-	-
1.7	4	1.50	5	1.13	3	0.32	-	-
1.8	4	1.50	5	1.13	3	0.32	-	-
1.9	5	1.13	6	0.85	3	0.32	-	-
2.0	6	0.85	6	0.85	4	-	-	-

※「-」は，水平方向の耐荷能力が期待できないと判断した箇所

(3) 橋倒壊に至らない抵抗力の評価

図-5.16は，入力地震動の大きさと質点水平変位の関係を示したものである．横軸は入力地震動の倍率であり，1.0はオリジナルの地震動である．本研究では，入力地震動を0.1倍から2.0倍に変化させた．縦軸は解析で得られた最大水平変位を限界変位で除した値(d_{max}/d_{lim})である．この値が1.0を超えた場合，橋脚は自重による水平力を支えられない状態に至る，すなわち橋倒壊に至らない抵抗力は残存していないことを意味している．

図中に示した色抜きのプロットは残留変位を考慮しない場合，色塗りのプロットは残留変位を考慮した場合の結果である．各色で示した領域は，残留変位を考慮しない場合と残留変位を考慮した場合の結果から生じるばらつきの範囲を示している．また，**表-5.4**より耐荷能力が期待できないと評価された結果については，図の上枠にプロットした．

a) レベル1地震動における応答変位

レベル1地震動が作用した場合，**図-5.16(a)**に示すように，Case1およびCase2共にオリジナルの地震動（地震動の倍率1.0）が作用してもd_{max}/d_{lim}は1.0を下回る．したがって，限界状態3に至っても，レベル1地震動に対して橋脚が倒壊に至らない抵抗力が十分に残存していると考えられる．なお，オリジナル地震動の2.0倍の地震動が作用しても，橋脚の倒壊に至らない抵抗力は残存している．

b) レベル2地震動（タイプⅠ）における応答変位

図-5.16(b)に示すように，レベル2地震動（タイプI）が作用した場合，Case1では，オリジナルの地震動が作用してもd_{max}/d_{lim}は1.0を下回る．なお，オリジナルの地震動の1.9倍の地震動が作用しても，橋脚の倒壊に至らない抵抗力は残存している．

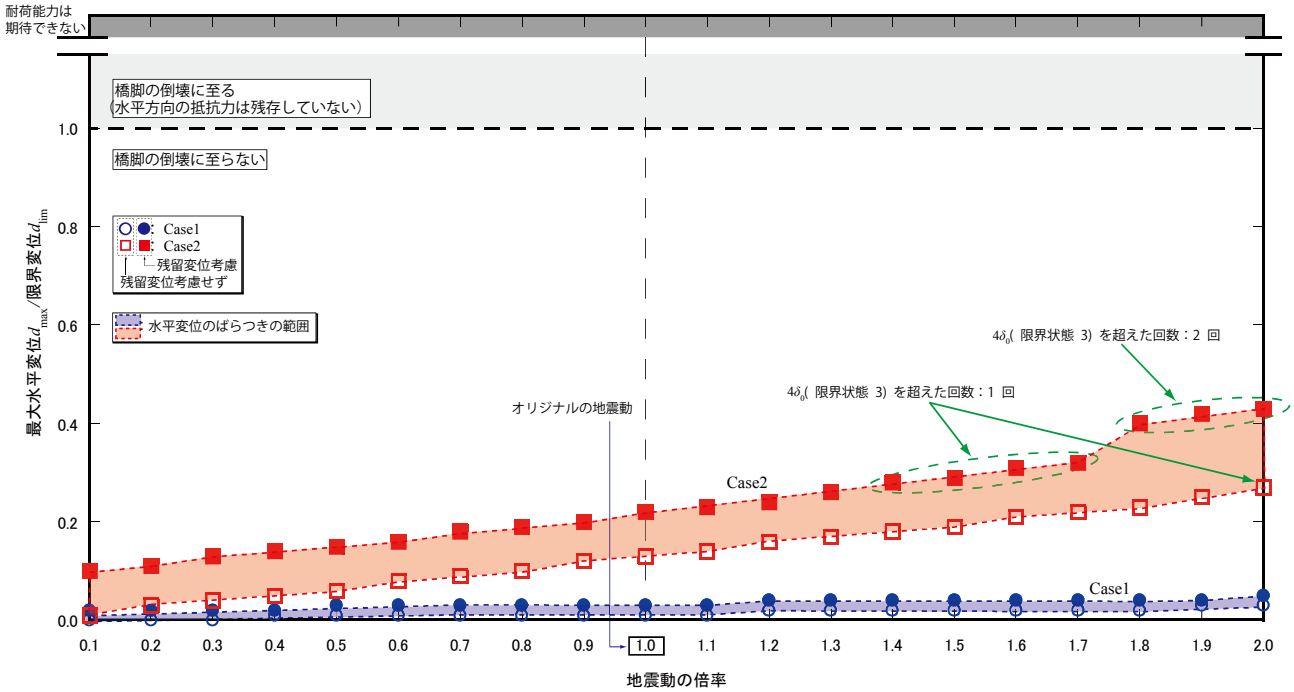
一方Case2では，オリジナルの0.5倍以上の地震動が作用すると，水平変位が4回以上限界状態3を超えるため，耐荷能力は期待できない状態に至る．

したがって，地震動の大きさがCase1では橋脚の倒壊に至らない抵抗力が残存しているが，剛性が低下するにつれて抵抗力は小さくなり，Case2では橋脚の倒壊に至らない抵抗力は僅かしか残存していない．

c) レベル2地震動（タイプⅡ）における応答変位

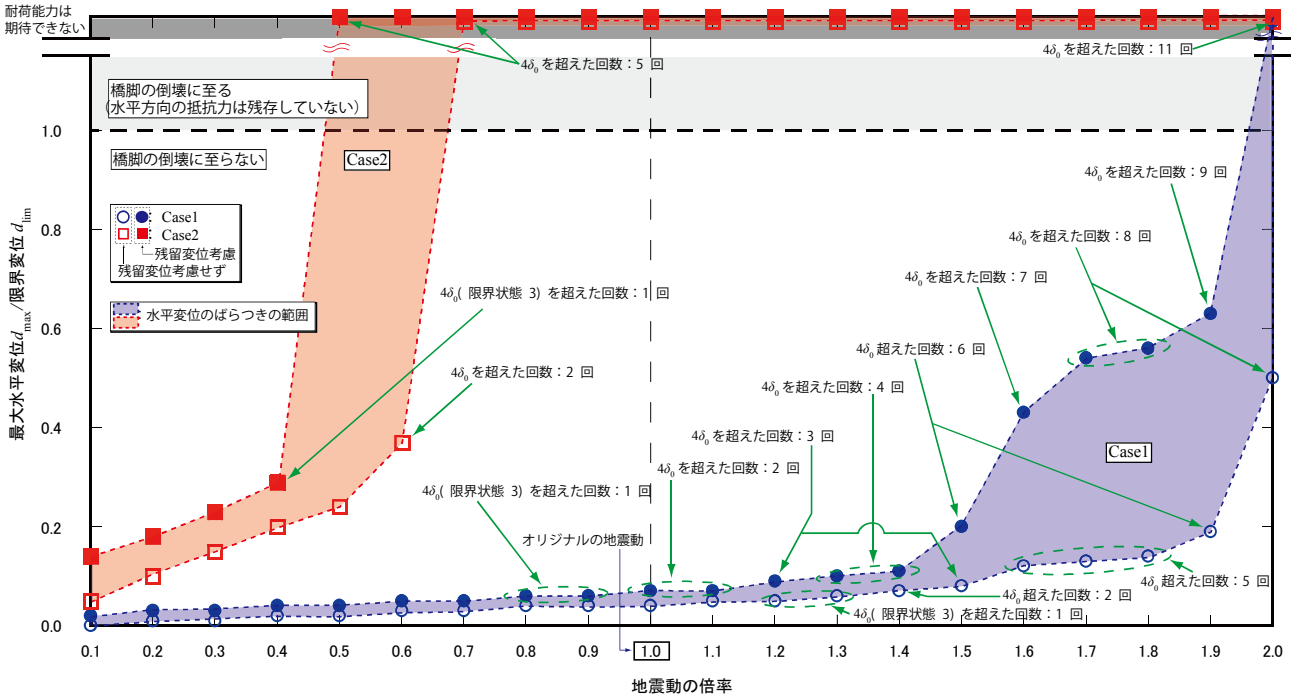
図-5.16(c)に示すように，レベル2地震動(タイプII)が作用した場合，Case1およびCase2共に，オリジナルの地震動が作用しても，d_{max}/d_{lim}は1.0を下回る．したがって，限界状態3に至っても，レベル2地震動（タイプII）に対して橋脚が倒壊に至らない抵抗力が十分に残存していると考えられる．

なお，Case1では，オリジナルの地震動の2.0倍の地震動が作用しても，橋脚の倒壊に至らない抵抗力が残存している．Case2においても，オリジナルの地震動の1.3倍の地震動が作用しても，橋脚の倒壊に至らない抵抗力が残存している．

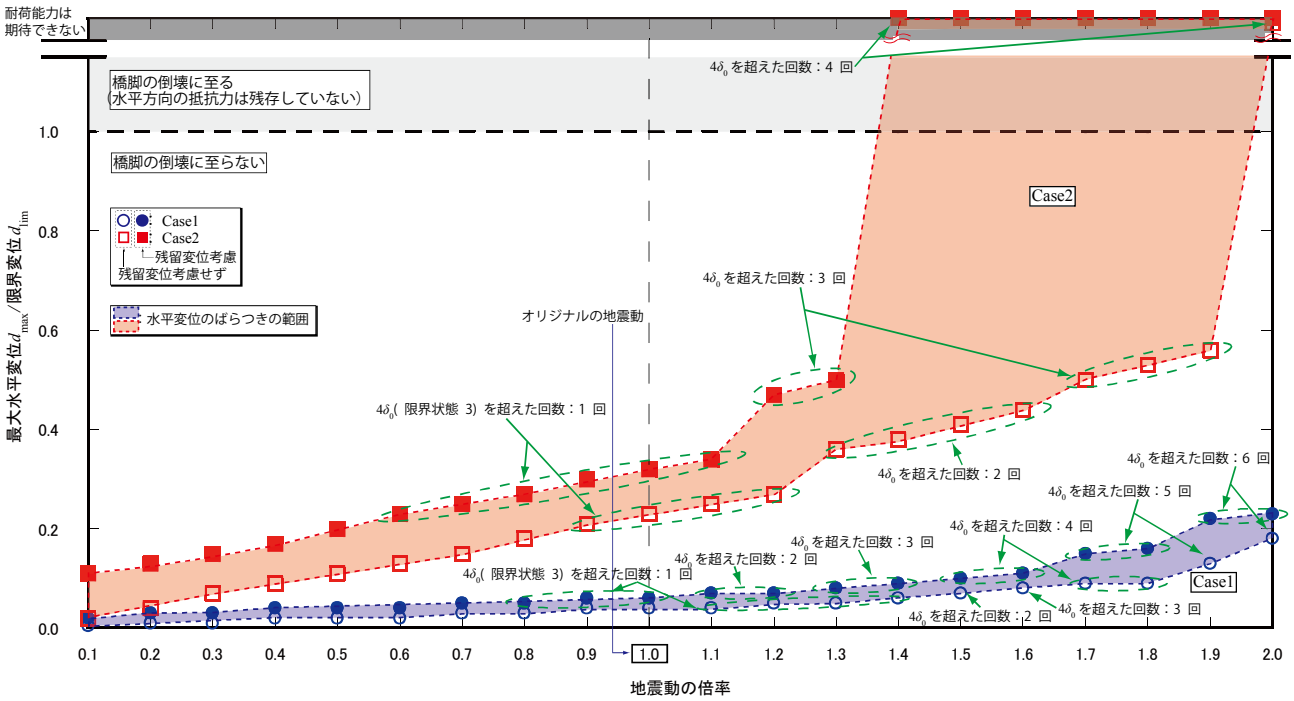


(a) レベル 1 地震動

図-5.16 地震動の大きさと応答変位の関係(その 1)



(b) レベル 2 地震動(タイプ I)



(c) レベル 2 地震動(タイプ II)

図-5.16 地震動の大きさと応答変位の関係(その 2)

(4) 応答加速度

解析により得られた最大応答加速度(絶対値が最大の値)を図-5.17に示した．レベル2地震動が作用した場合，両タイプともにCase1の方が最大応答加速度は大きく，その変化の割合も大きい．一方，レベル1地震動の場合は，Case1の方が最大応答加速度は大きいが，その変化の割合については両ケース共に大きな差は見られなかった．なお，地震動の大きさが1.0(オリジナルの地震動)における最大応答加速度は，図-5.9で示した標準加速度応答スペクトルから算出した加速度とほぼ一致している．

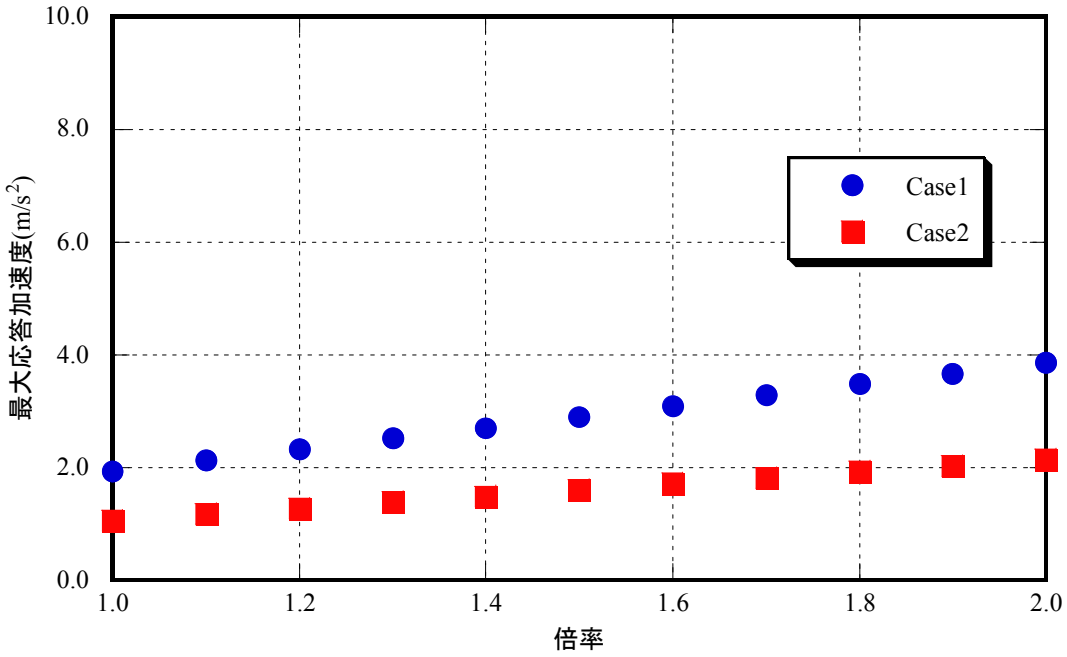
(5) 耐荷能力の評価方法

本研究では耐荷能力の評価に際し，耐荷力，エネルギー吸収量，応答加速度，応答変位の観点から評価した．

図-5.7で示したように，限界状態3に達する前と限界状態3に達した後のエネルギー吸収量の合計はほぼ同じであったため，一定の耐荷能力は残存していると評価した．また，図-5.10で示したように，限界状態3を超えた後の橋脚に生じる加速度は小さくなることを示した．

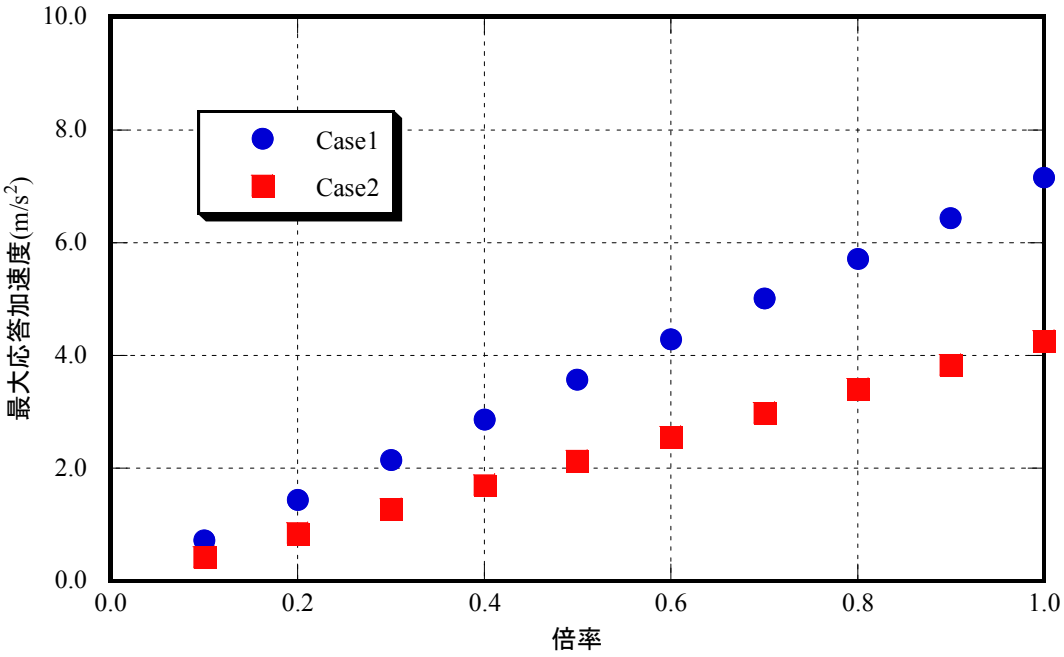
一方，動的応答解析を行った結果，図-5.16(b)に示したように，Case2に対してレベル2地震動(タイプI)を入力した場合は，耐荷能力が期待できない場合があることがわかった．この結果より，エネルギー吸収能や応答加速度だけでは部材の耐荷能力を適切に評価することができないと考えられる．

限界状態 3 を超えた部材の耐荷能力を評価するためには，エネルギー吸収能や応答加速度のみではなく，応答変位や限界変位等のパラメータも用いる必要がある．

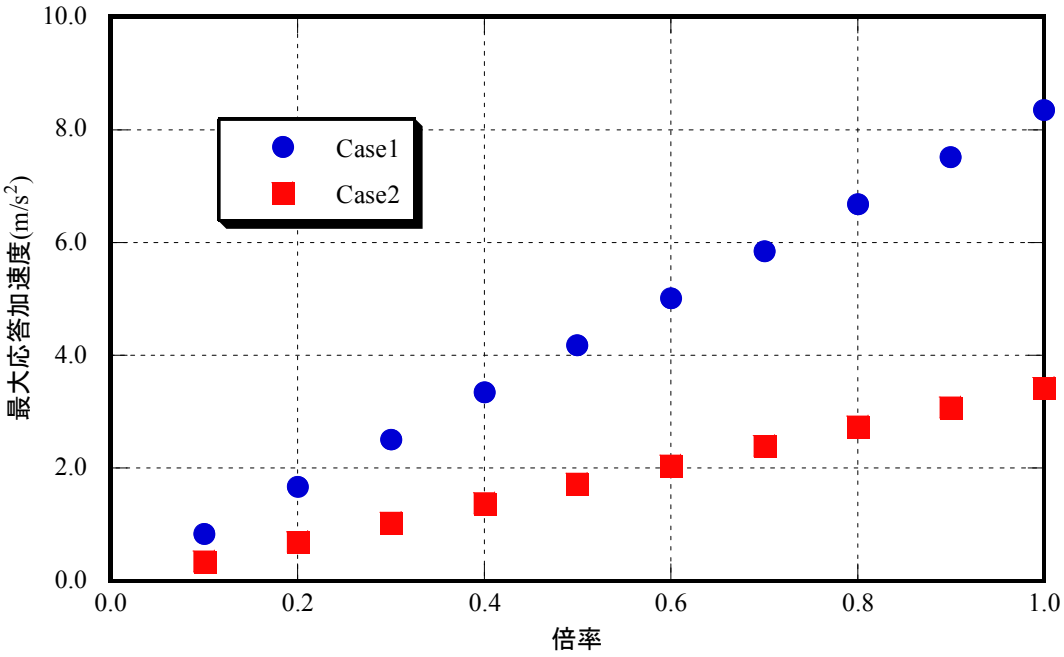


(a) レベル 1 地震動

図-5.17 地震動の大きさと応答加速度の関係(その 1)



(b) レベル 2 地震動(タイプ I)



(c) レベル 2 地震動(タイプ II)

図-5.17 地震動の大きさと応答加速度の関係(その 2)

６．結論

本検討では，過去実施されていない組み合わせであるコンクリートの強度 60N/mm^2，軸方向鉄筋 SD490 を使用した曲げ破壊型 RC 橋脚に対する正負交番載荷実験を行い，RC 橋脚に塑性化を考慮する RC 橋脚の限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する水平変位の特性値の評価式との比較を行った．さらに，超過作用により橋脚が限界状態 3 に至った後，残存している耐荷能力やエネルギー吸収能，さらに余震が発生した場合の橋の耐荷能力について，実験及び解析により検討した．本実験条件（コンクリートの強度 60N/mm^2，軸方向鉄筋 SD490）の範囲内ではあるが，得られた知見を以下に示す．

1) コンクリートの設計基準強度 60N/mm^2，軸方向鉄筋 SD490 を組み合わせた RC 橋脚においても，道示 V 適用範囲内の一般的な RC 橋脚と同様の損傷過程を示した．
2) 評価式の適用にあたって，評価式から算出される各限界状態に相当する水平変位と実験結果から得られた各限界状態に相当する水平変位を比較した結果，標準ケースでの限界状態 2 に相当する水平変位は，実験結果が道示 V 評価結果に比べ大きく，また，限界状態 3 に相当する水平変位では，実験結果が道示 V 評価結果より小さくなった．一方，高軸応力ケースでの限界状態 2 及び限界状態 3 どちらの水平変位も，実験結果が道示 V 評価結果に比べ大きくなった．
3) 限界状態変位の評価結果と実験結果と比較した結果，標準ケース，高軸応力ケースともに，既往実験結果のばらつきの範囲内にあり，本実験条件に対しても道示 V 評価式を適用できる可能性を示した．
4) コンクリートの設計基準強度 60N/mm^2，軸方向鉄筋 SD490 を組み合わせた RC 橋脚では，限界状態 3 に至ったあとも，鉛直方向の耐荷力は完全に残存していた．また，限界状態 3 に至ったあとのエネルギー吸収量の合計は，限界状態 3 に至る前と同じ程度残存していた．
5) 限界状態 3 に至ったあとの最大応答加速度は，橋脚の剛性が低下するにつれて RC 橋脚の固有周期が長くなるため，損傷する前に比べて小さくなる．
6) 限界状態 3 に至ったあとにレベル 1 地震動程度の余震が発生した場合，Case1 および Case2 共に，橋脚の倒壊に至らない抵抗力は残存していた．
7) 限界状態 3 を至ったあとにレベル 2 地震動(タイプ I)程度の余震が発生した場合，Case1 はオリジナルの地震動が作用しても橋倒壊に至らない抵抗力は残存していた．一方，剛性が低下すると抵抗力は小さくなり，Case2 では橋倒壊に至らない抵抗力は僅かであった．レベル 2 地震動(タイプ II)程度の余震が発生した場合，Case1 および Case2 共に，橋倒壊に至らない抵抗力は残存していた．
8) 耐荷能力の評価に際し，耐荷力，エネルギー吸収量，応答加速度，応答変位の観点から評価した結果，鉛直耐荷力やエネルギー吸収量が残存していたため，一定の耐荷能力は残存していると評価した．また，限界状態 3 に至った橋脚に生じる応答加速度は小さくなることも示した．一方，動的応答解析を行った結果，レベル 2 地震動(タイプ I)相当の余震が作用した場合，耐荷能力が期待できない場合があることがわかった．

７．今後の課題

本検討は曲げ破壊型RC橋脚に対する正負交番繰返し載荷実験により水平力-水平変位関係について検証したものであり，実橋への適用にあたっては，せん断やねじりに対する抵抗特性についても，別途実験等による検討が必要である．また，限界状態 3 を超えた後の耐荷能力を定量的に評価する手法や，橋全体系で考えた場合の限界状態 3 の評価方法および限界状態 3 を超えた後の対策について検討する必要がある．

参考文献

1) 石橋忠良，藤森伸一，大庭光商，津吉毅：PC 斜張橋上部工の設計と施工 －青森ベイブリッジー，コンクリート工学，Vol.29，No.12，pp.33-42，1991.

2) 仲谷邦博, 木村祐司, 上田喜史, 山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計（上），橋梁と基礎，Vol.33，No.11，pp.11-17，1999.

3) 芦塚憲一郎，高橋章，森拓也，橋野哲郎：第二名神高速道路 近江大鳥橋(栗東橋)の設計施工，コンクリート工学，Vol.45，No.6，pp.49-54，2007.

4) 大塚俊次，栢木宏彰，中山雅雄，松尾保明，秋山博，有角明：辻堂バイパス夢翔大橋の設計と施工 －高強度コンクリートを用いたエクストラドーズド PC 橋，橋梁と基礎，Vol.44，No.6，pp.5-10，2010.

5) 仲谷邦博, 木村祐司, 上田喜史, 山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計（下），橋梁と基礎，Vol.33，No.12，pp.41-49，1999.

6) 足立幸郎，運上茂樹，長屋和宏，林昌弘：高軸力下における高強度 RC 部材の変形性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.169-174，1999.

7) 岡本大，佐藤勉，吉田幸司，黒岩俊之：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.781-786，2001.

8) 浅井洋，春日昭夫，飯田宇朗，梅原秀哲：SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究，土木学会論文集 No.760／V-63，pp91-108，2004.

9) 西田秀明, 運上茂樹：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能に関する実験的研究，土木技術資料，47-2，pp.64-69，2005.

10) 運上茂樹，西田秀明：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価に関する研究（その 1：正方形断面を有する橋脚），土木研究所資料，第 4007 号，2006.

11) 佐藤大，西田秀明，運上茂樹：高強度材料を使用した鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察，第 9 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.399-402, 2006.

12) 村田裕志，福浦尚之，渡辺典男：SD490 を用いた高鉄筋比の RC 柱の正負交番載荷実験と数値解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.895-900，2010.

13) 村田裕志，内田悟史，本谷幸康，福浦尚之，細谷学，長屋賢二：高強度材料を用いた円形 RC 橋脚の正負交番載荷実験，大成建設技術センター報，第 44 号，37，2011.

14) 塩畑英俊，村田裕一，福浦尚之：軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚の耐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.57A，pp.926-939，2011.

15) 曽我部直樹，木次克彦，伊吹数行，森山陽一，石山一幸，山野辺慎一，須田久美子，渡辺義光：RC 橋脚における軸方向鉄筋，帯鉄筋への高強度鉄筋の適用に関する実験的研究，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.67，No.1，pp131-149，2010.

16) 玉越隆史，北村岳伸，横井芳輝，吉川卓：道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用に関する調査，土木技術資料，53-9，pp.28-31，2011.

17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
19) 北村岳伸，吉川卓，玉越隆史：高強度鉄筋を用いた道路橋橋脚の耐震性能評価に関する研究，平成 24 年度国土交通省国土技術研究会，イノベーション部門 No.1-10，2012.
20) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2017.
21) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.
22) 運上茂樹，星隈順一，西田秀明：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料第 4023 号，2006.
23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料，2015.
24) 星隈順一，堺淳一，小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究，土木研究所資料第 4257 号，2013.
25) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4262 号，2013.
26) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No.738/ I-64，pp.159-169，2003.
27) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力ーひずみ関係，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.1-11，1995.

参考資料

１．実験供試体の損傷状況

以下に，実験供試体の損傷状況を示す.

なお，各面の位置関係は**写真-参 1.1** に示すとおりである.

写真-参 1.1 各面の位置関係

1.1 標準ケース

(1) 載荷実験

a) 1 δ_0

p面	

m面	

a面

b面

b) $2\delta_0$

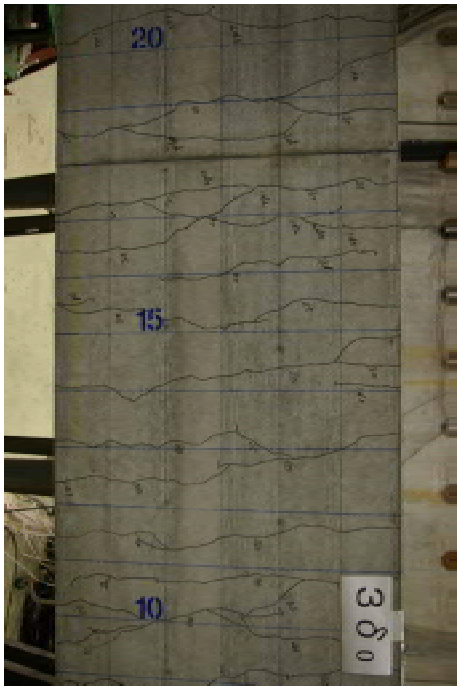
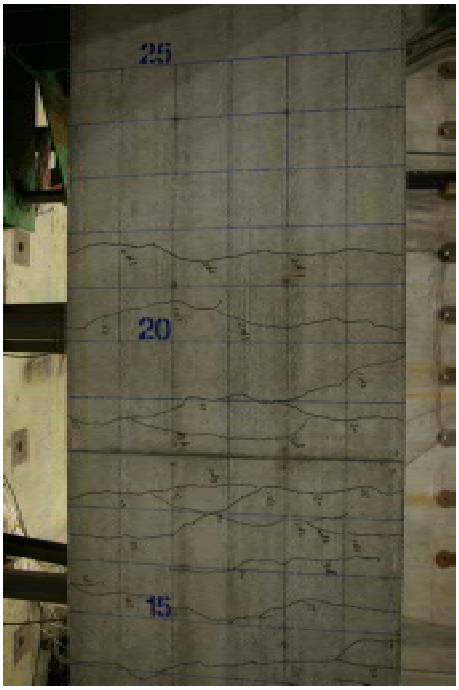
p面	

m面		

a面

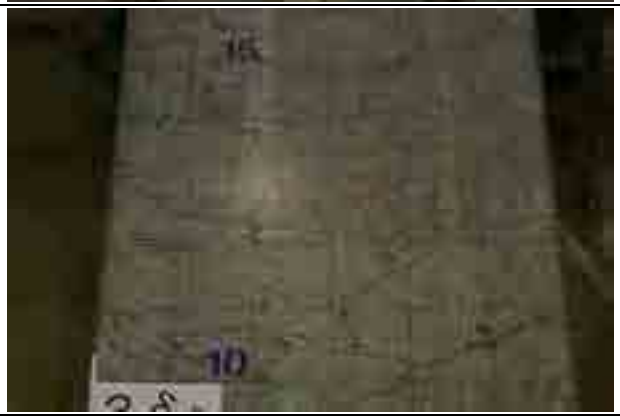
b面

c) $3\delta_0$

p面	
	

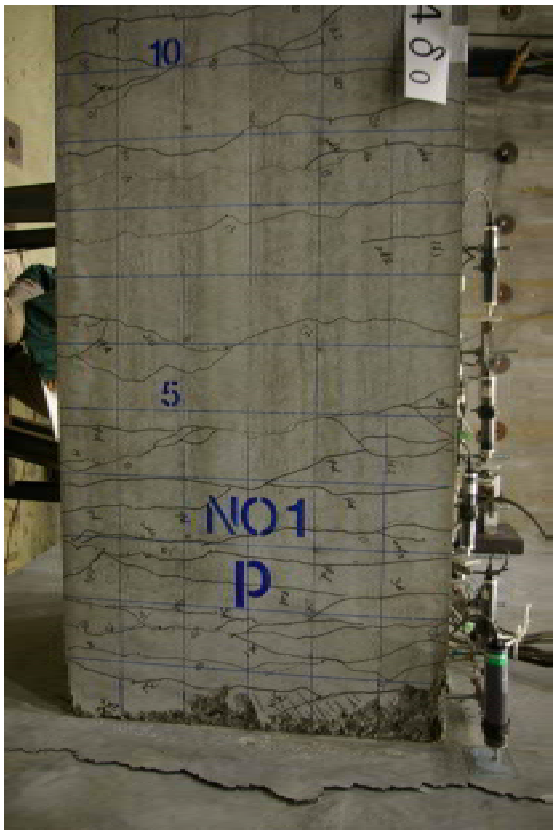
m面	

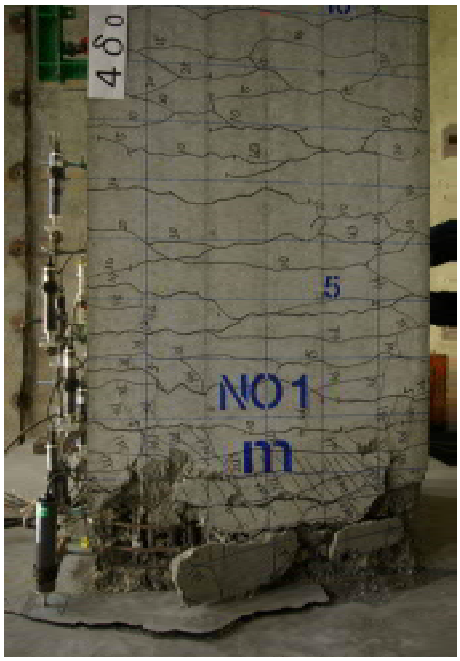
a面



b面

d) 4 δ_0

p面	
	

m面		
		

a面

b面

e) 5 δ_0

p面	

m面	

a面

b面	

f) 6δ_0

p面		

m面		

a面

b面	

(2) 再載荷実験

a) 1 $\delta_0 r$

p面		

m面		

a面

b面	

b) $2\delta_0 r$

p面		

m面		

a面

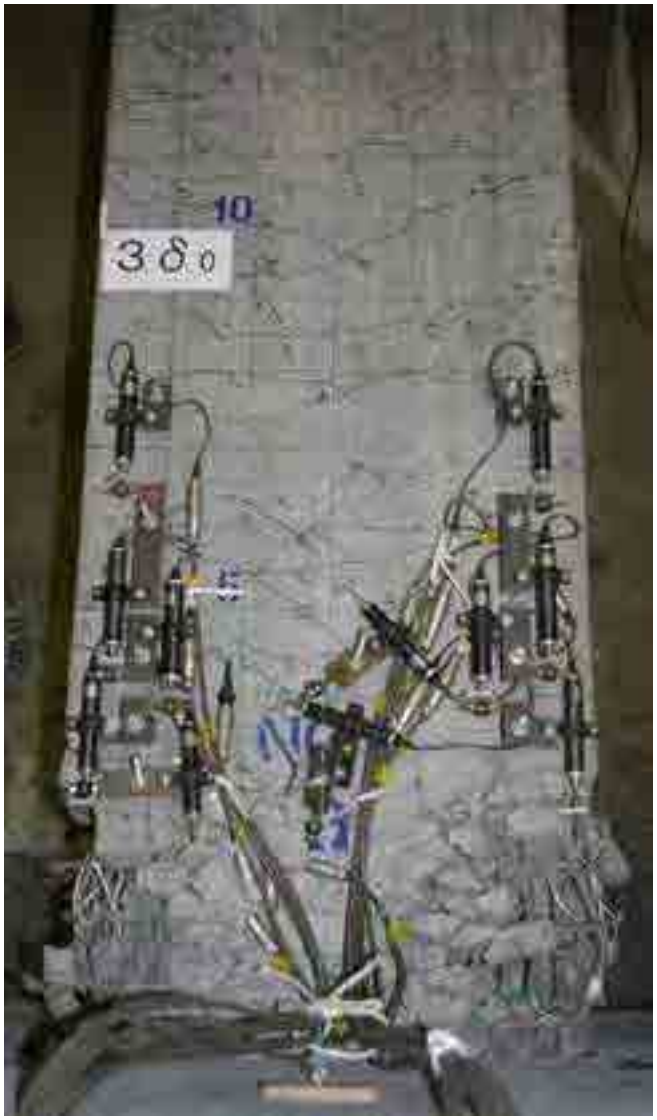
b面	

c) $3\delta_0 r$

p面		

m面		

a面



b面	

d) $4\delta_0 r$

p面		

m面		

a面

b面	

e) 5 $\delta_0 r$

p面		

m面		

a面

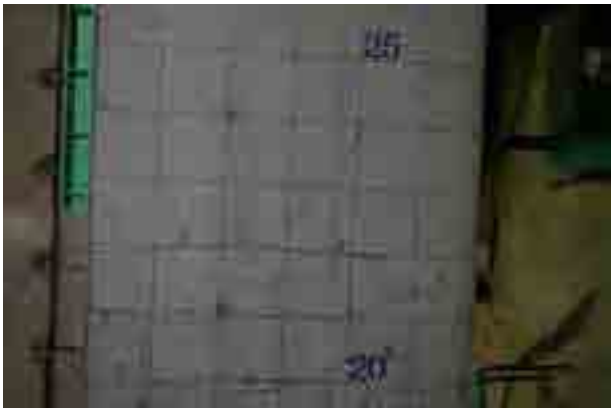
b面	

(3) 実験終了時

p面

5

m面



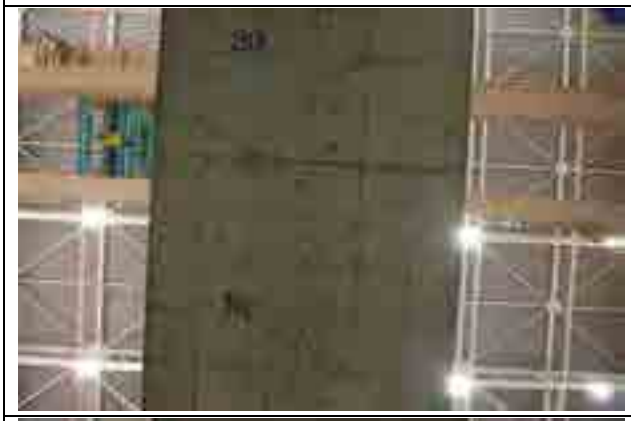
5
NO1

a面

NO1
a

NO1
a

NO1
a

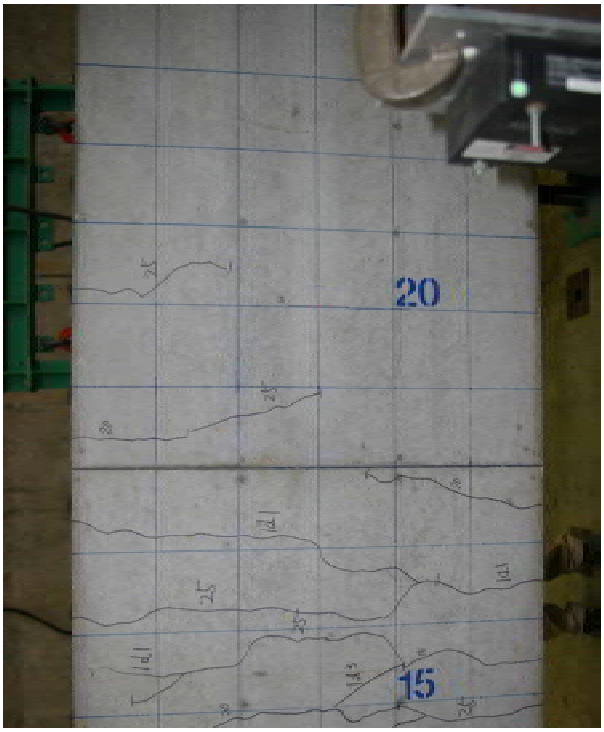
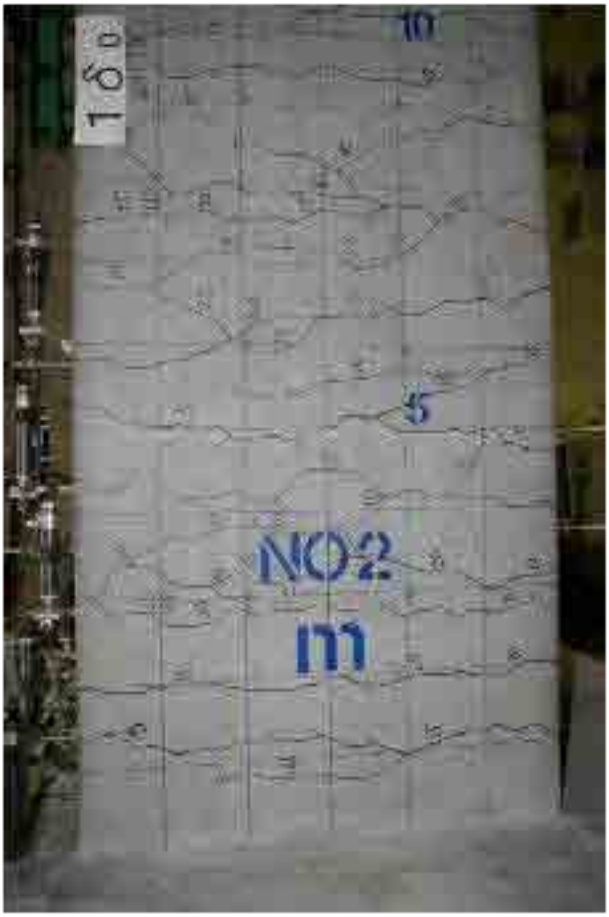
b面	
	

1.2 高軸力ケース

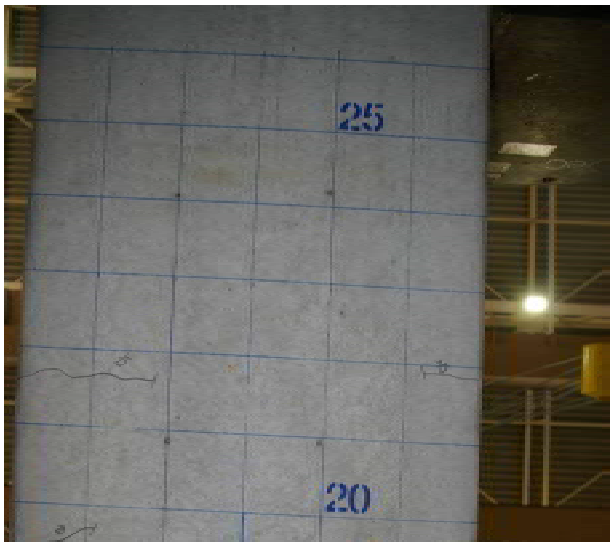
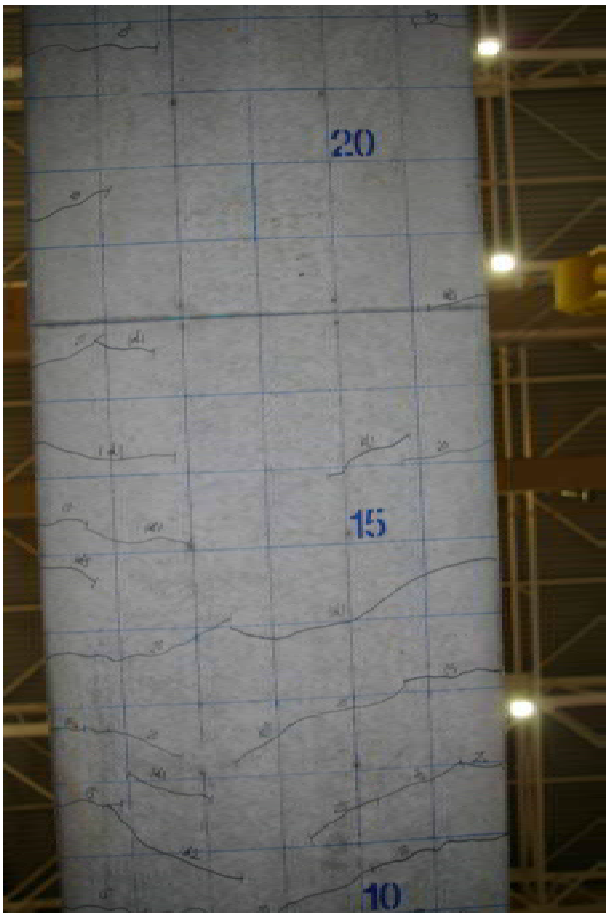
(1) 載荷実験

a) 1 δ_0

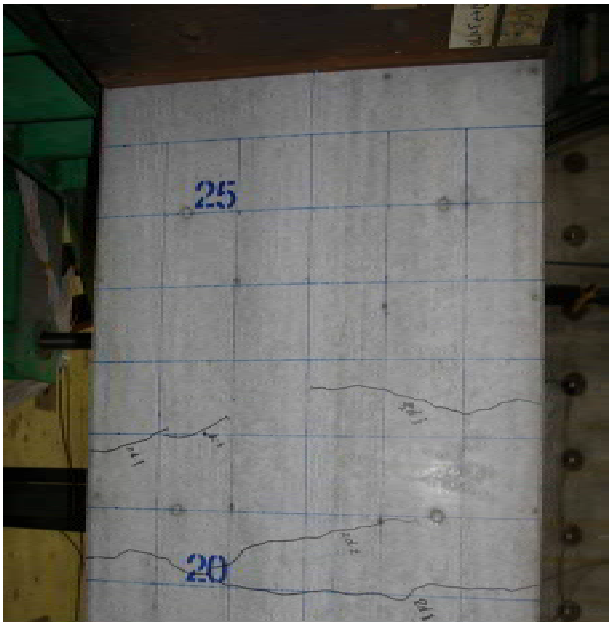
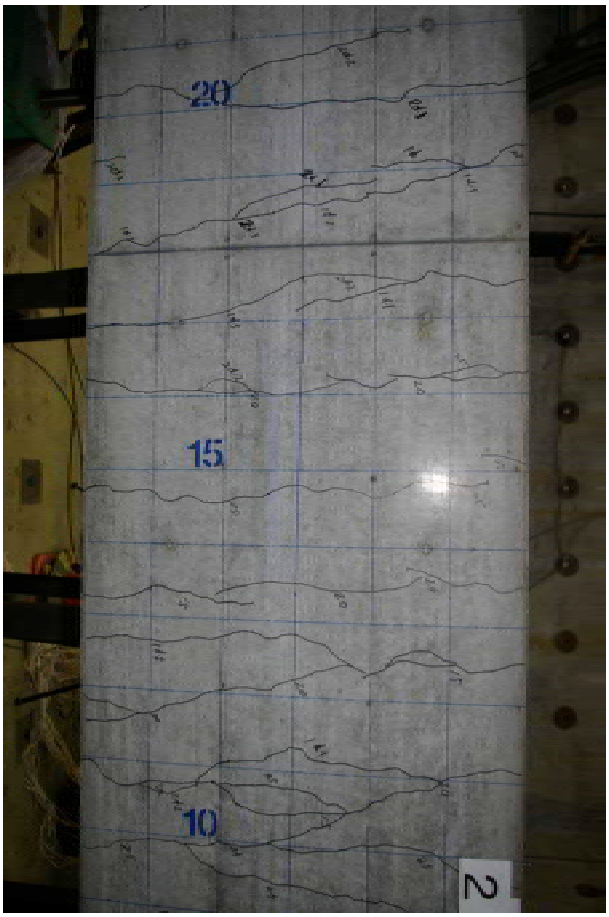
p面	

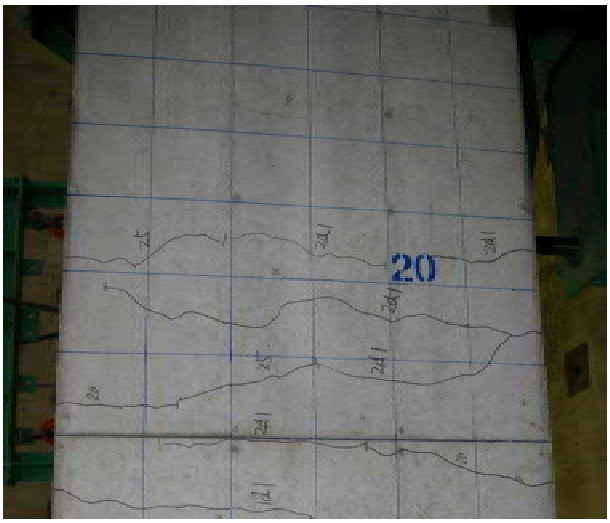
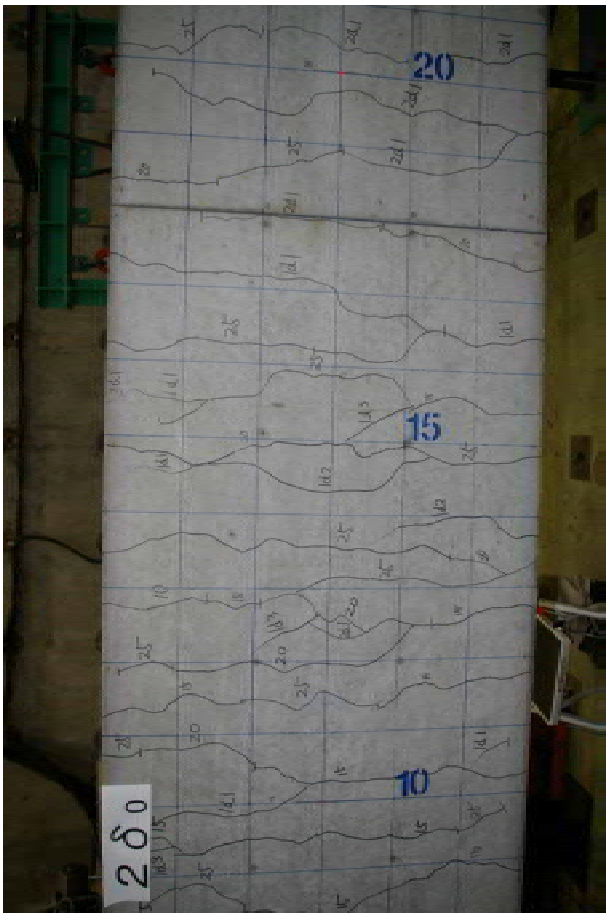
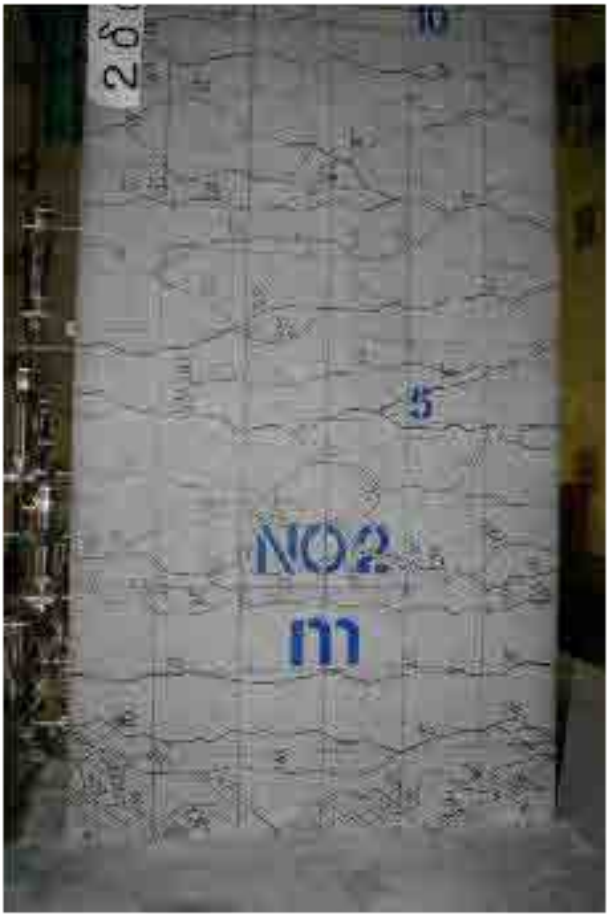
m面	
	
	

a面

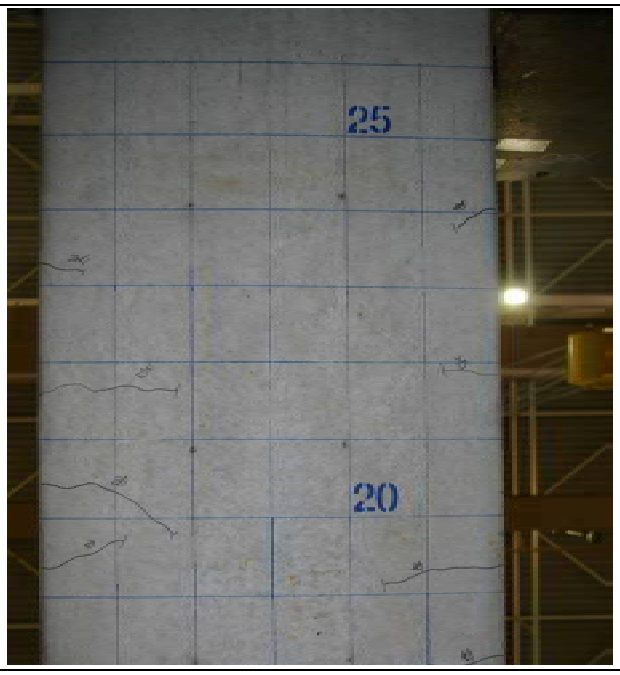
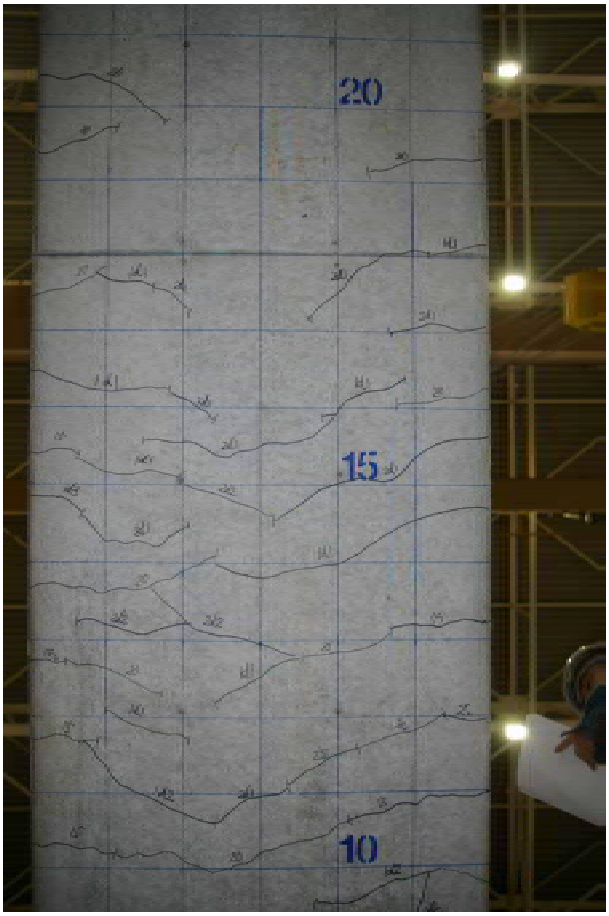
b面	
	
	

b) $2\delta_0$

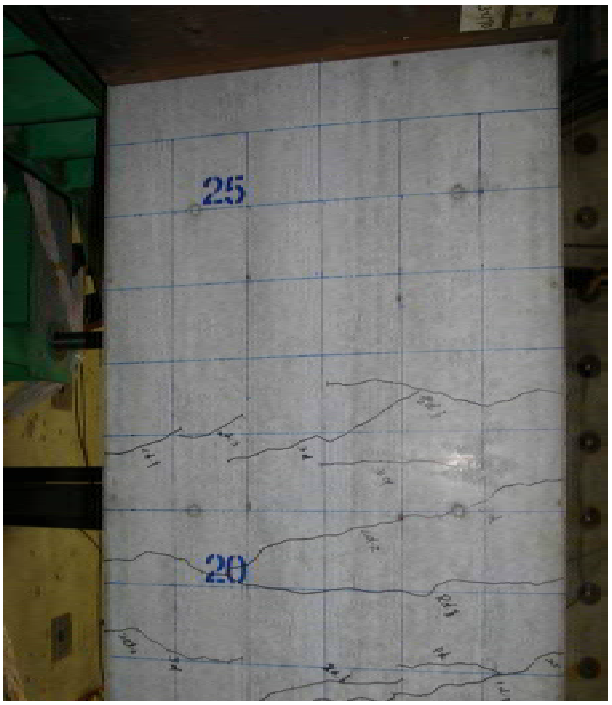
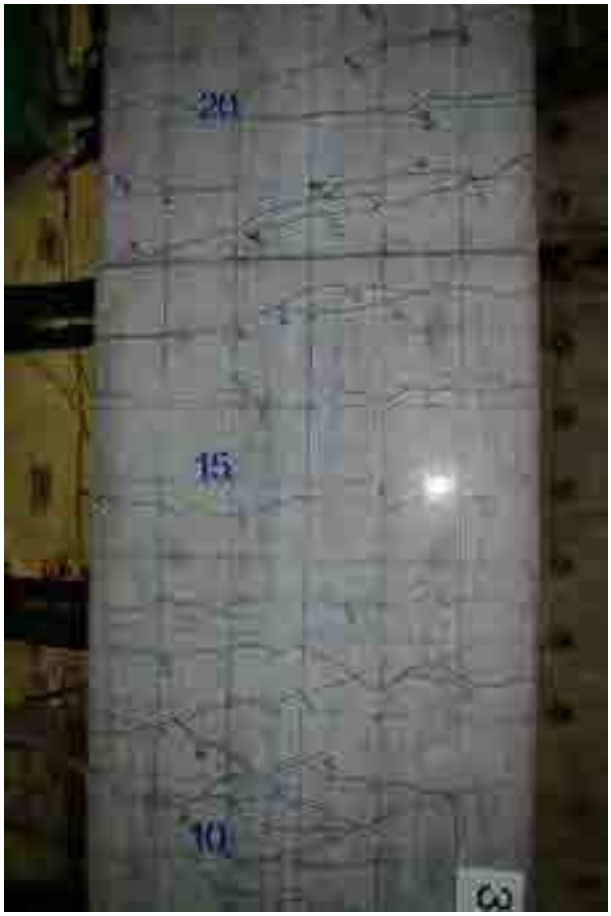
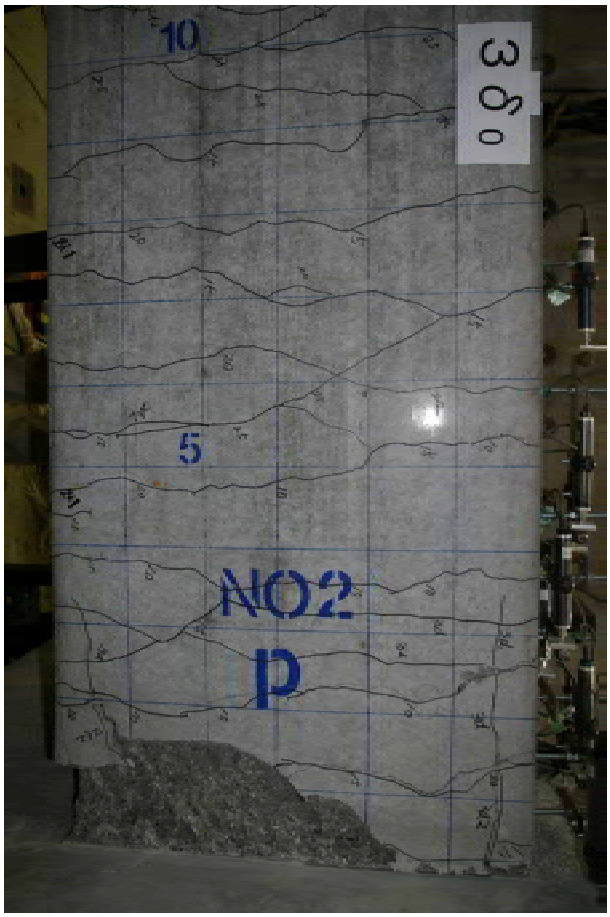
p面	
	
	

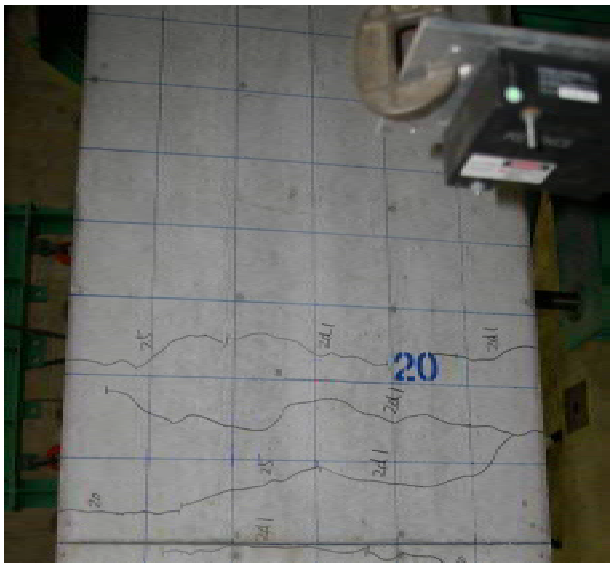
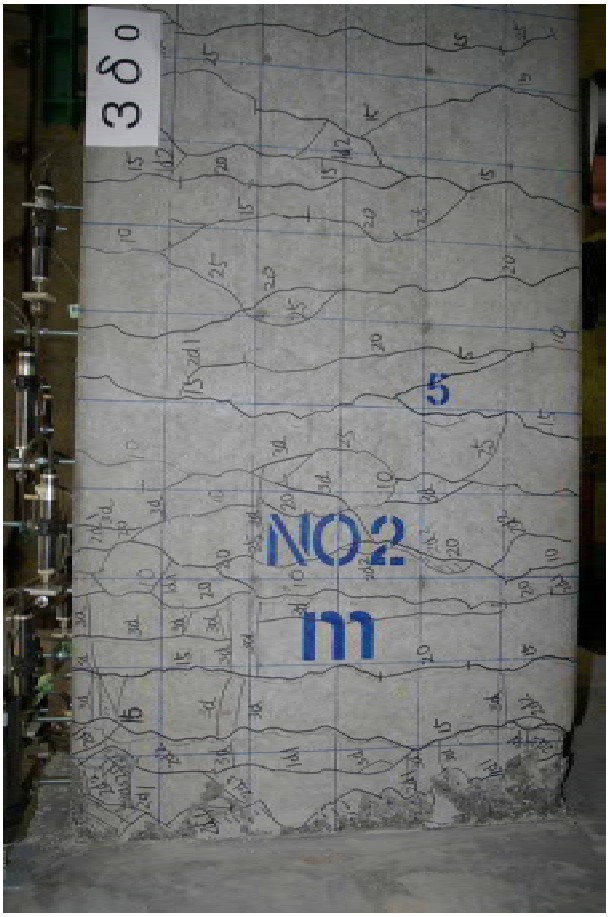
m面	
	
	

a面

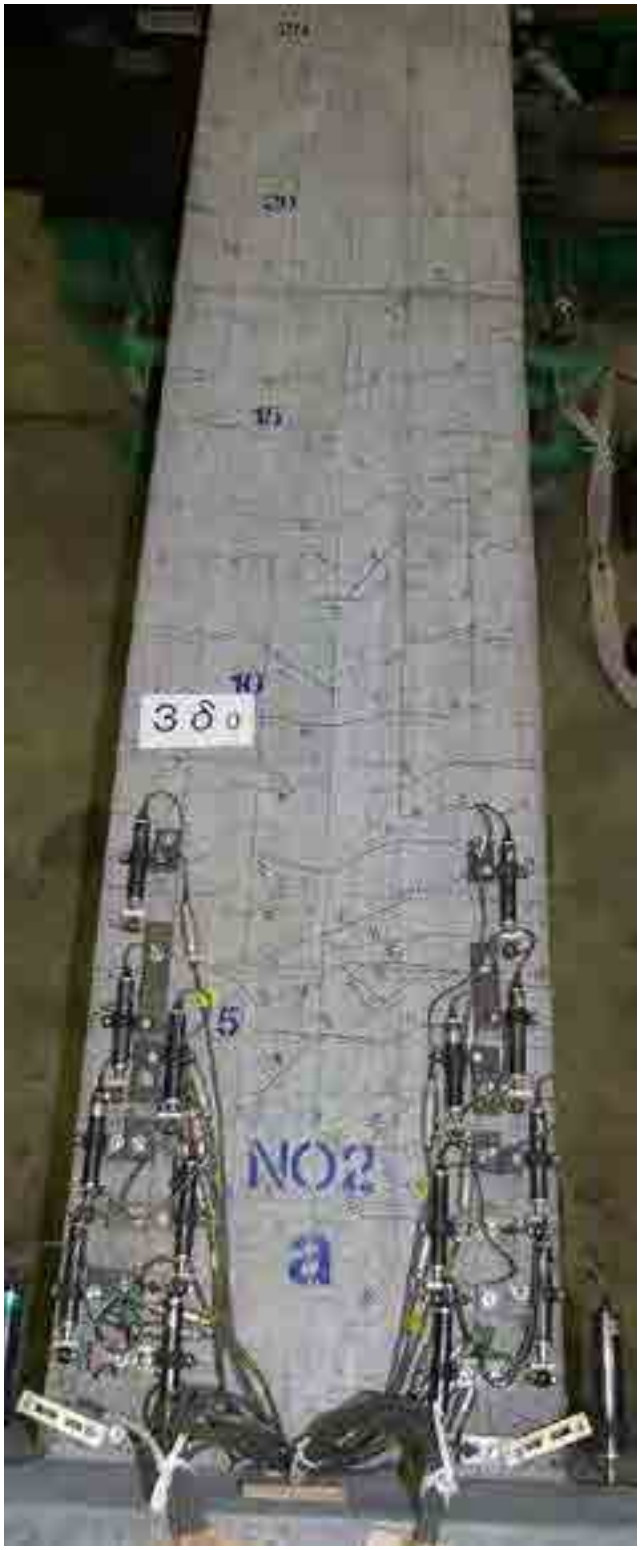
b面	
	
	

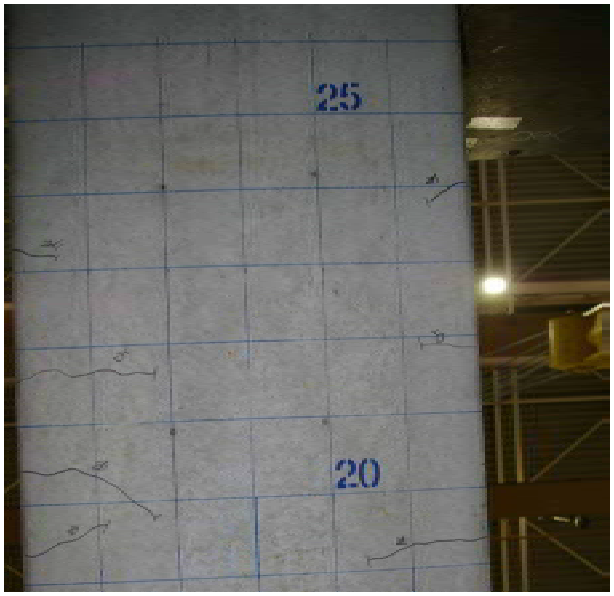
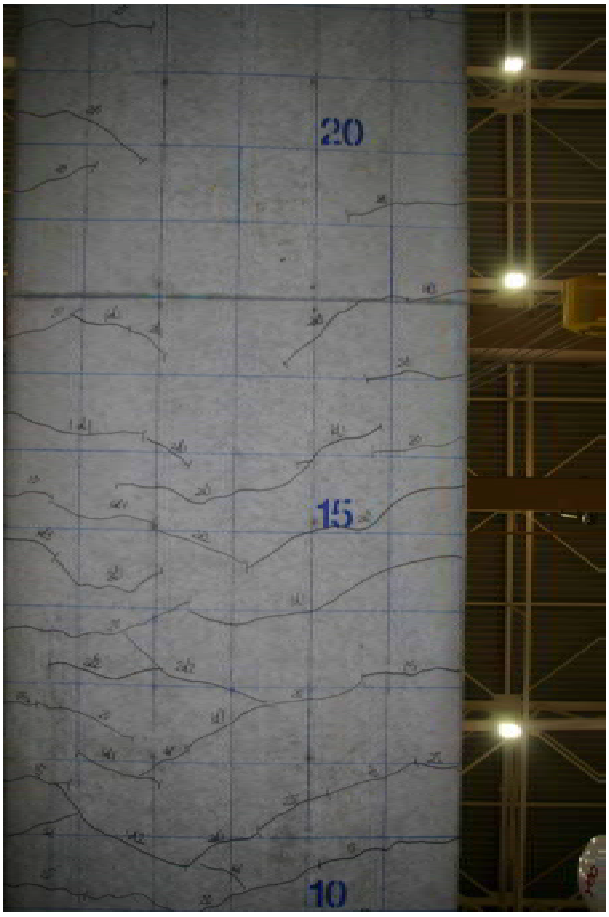
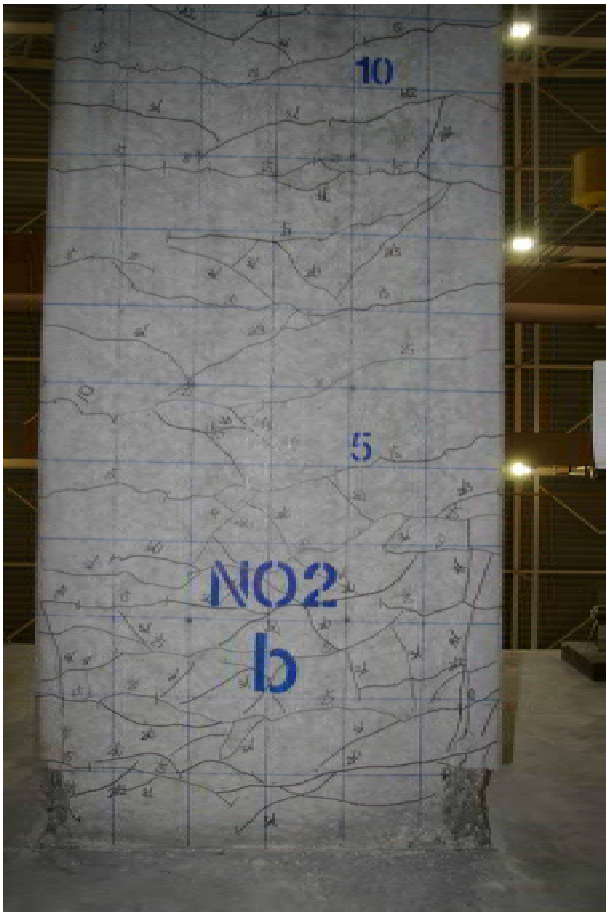
c) $3\delta_0$

p面	
	
	

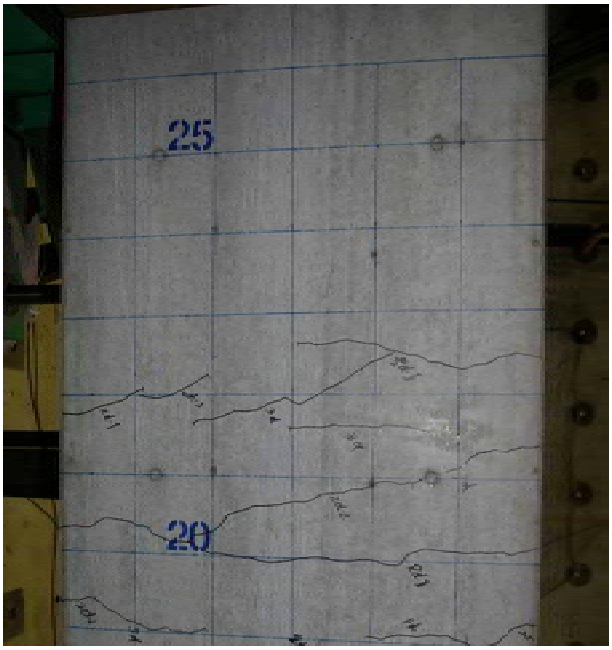
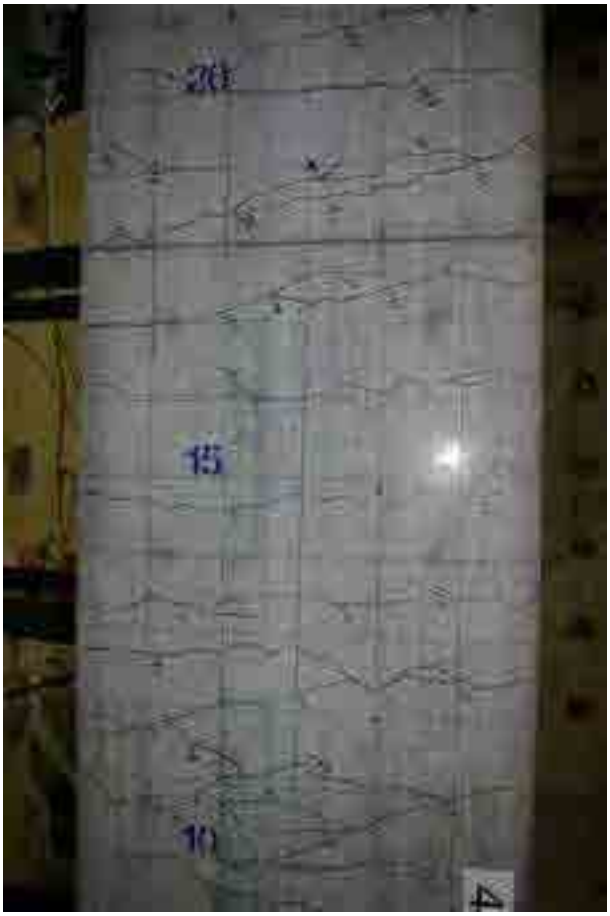
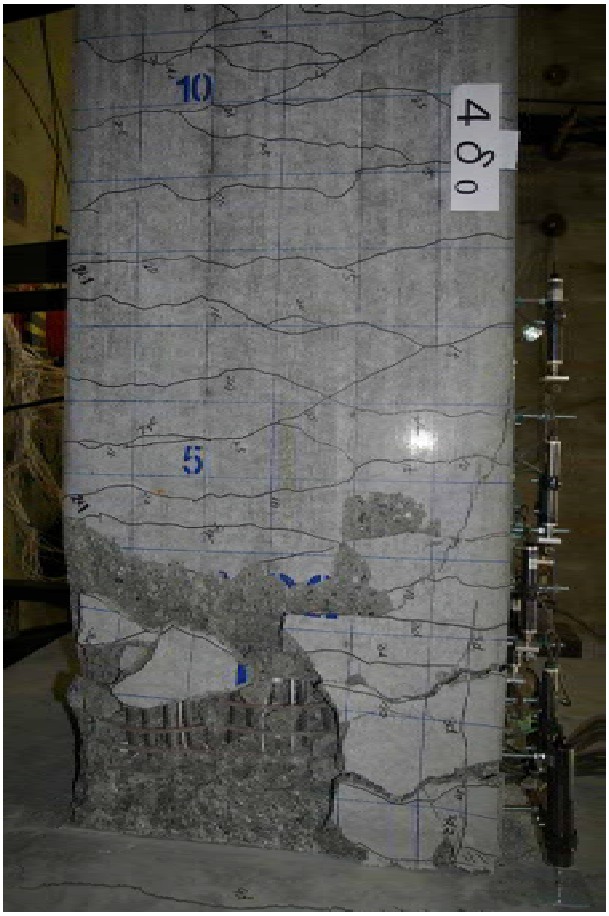
m面	
	
	

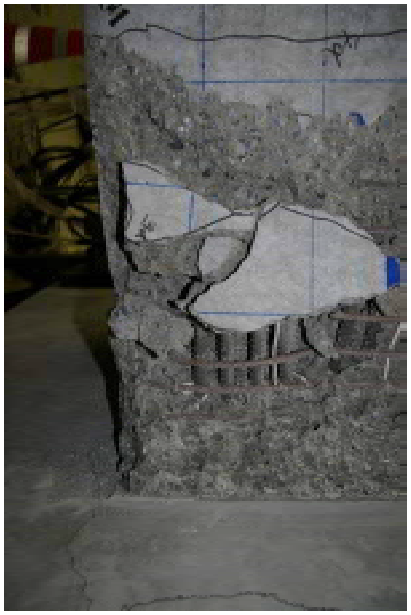
a面

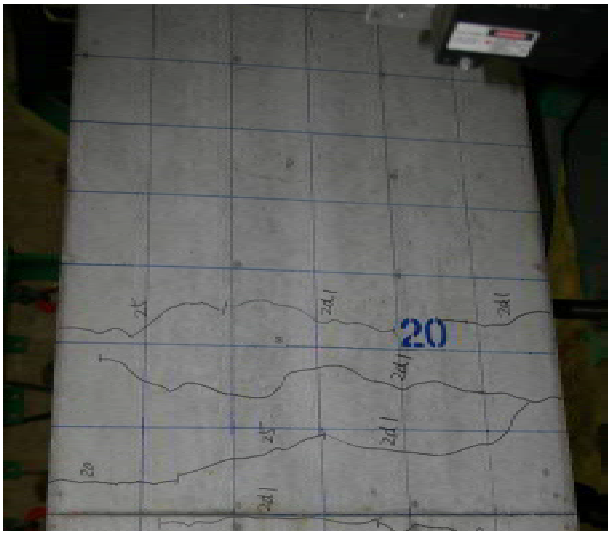
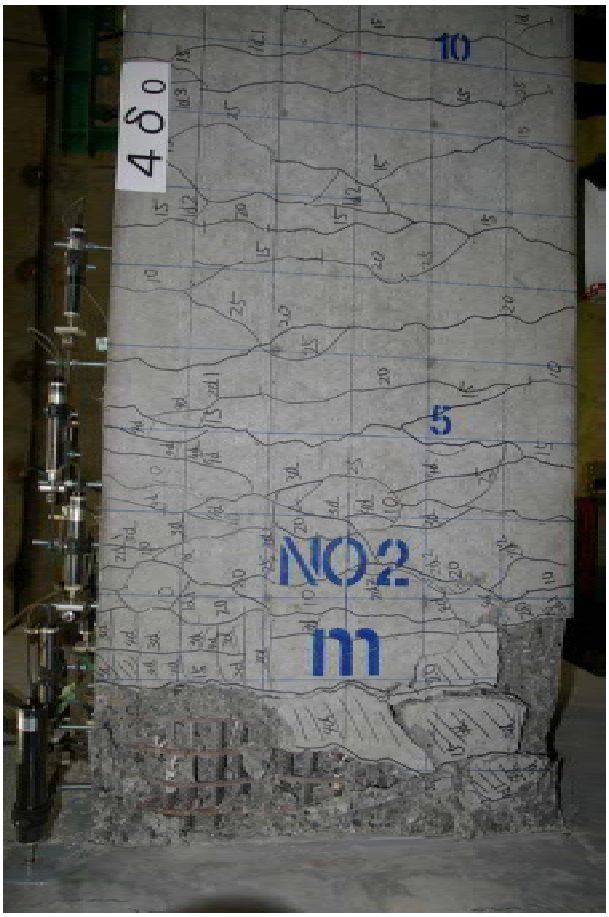


b面	
	
	

d) 4 δ_0

p面	
	
	



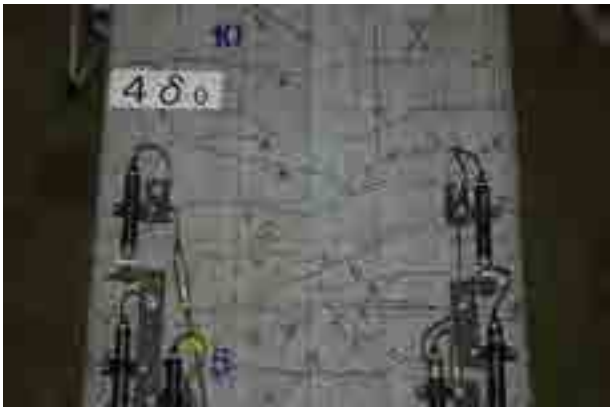
m面	
	
	

NO2
m

m

m

a面

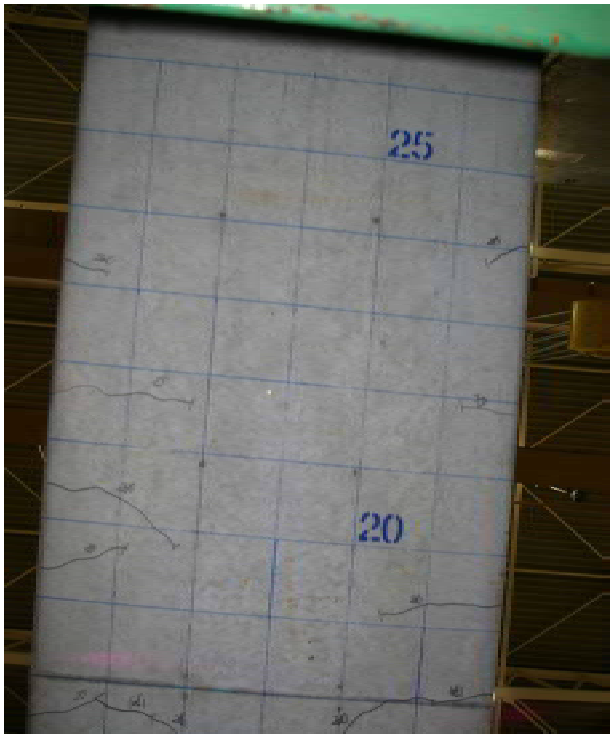


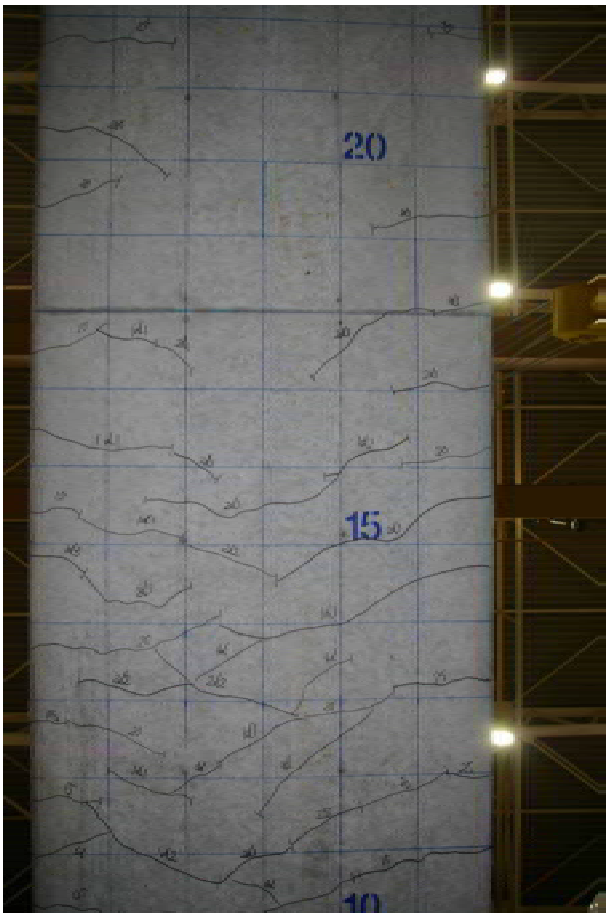
NO2
a

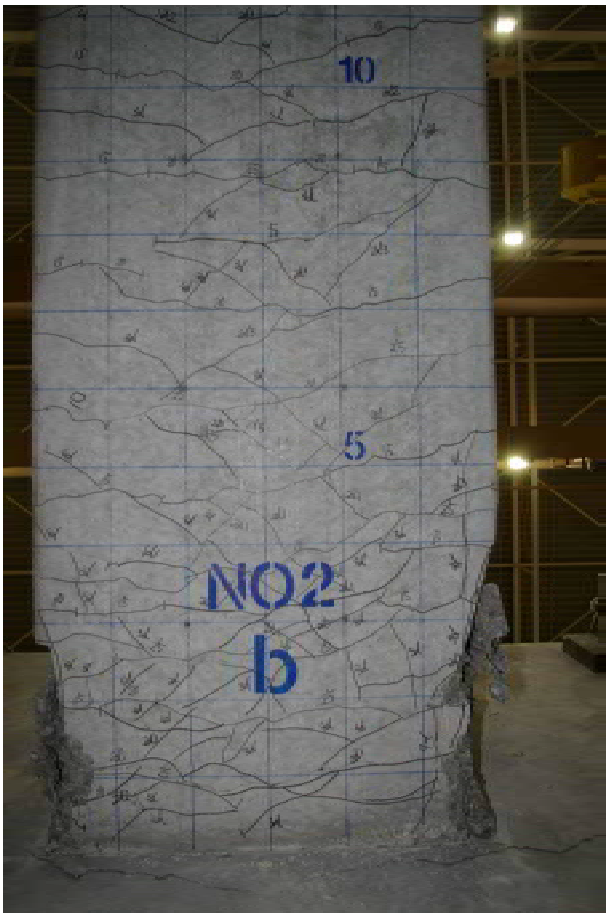
NO2
a

NO2
a

b面

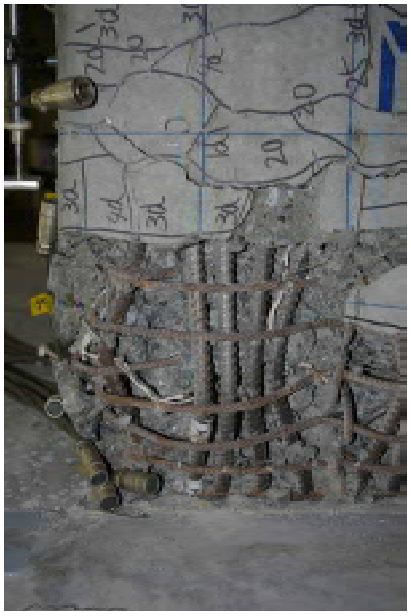






e) 5 δ_0

p面		

m面		
		

a面

NO?
a

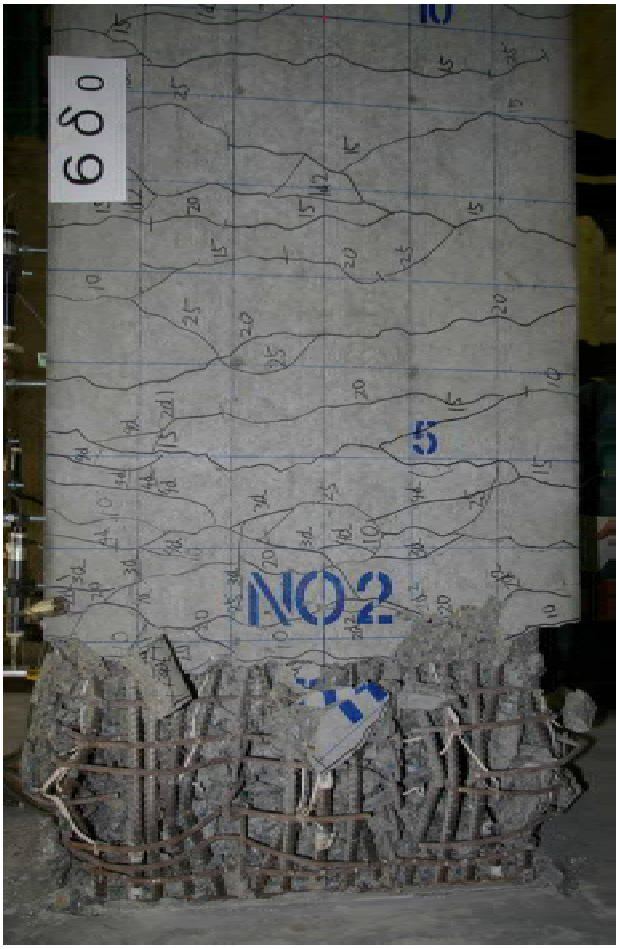
NO?
a

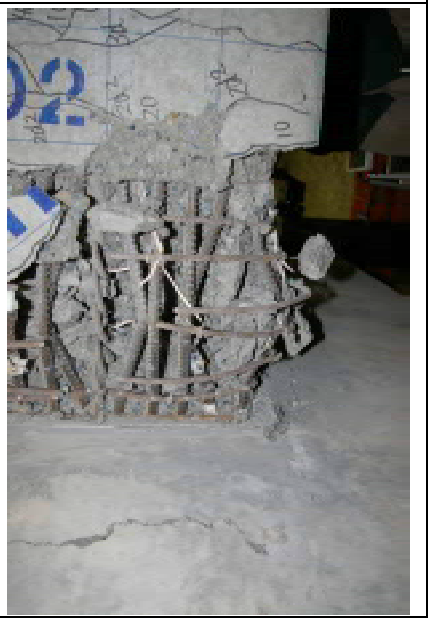
b面

f) $6\delta_0$

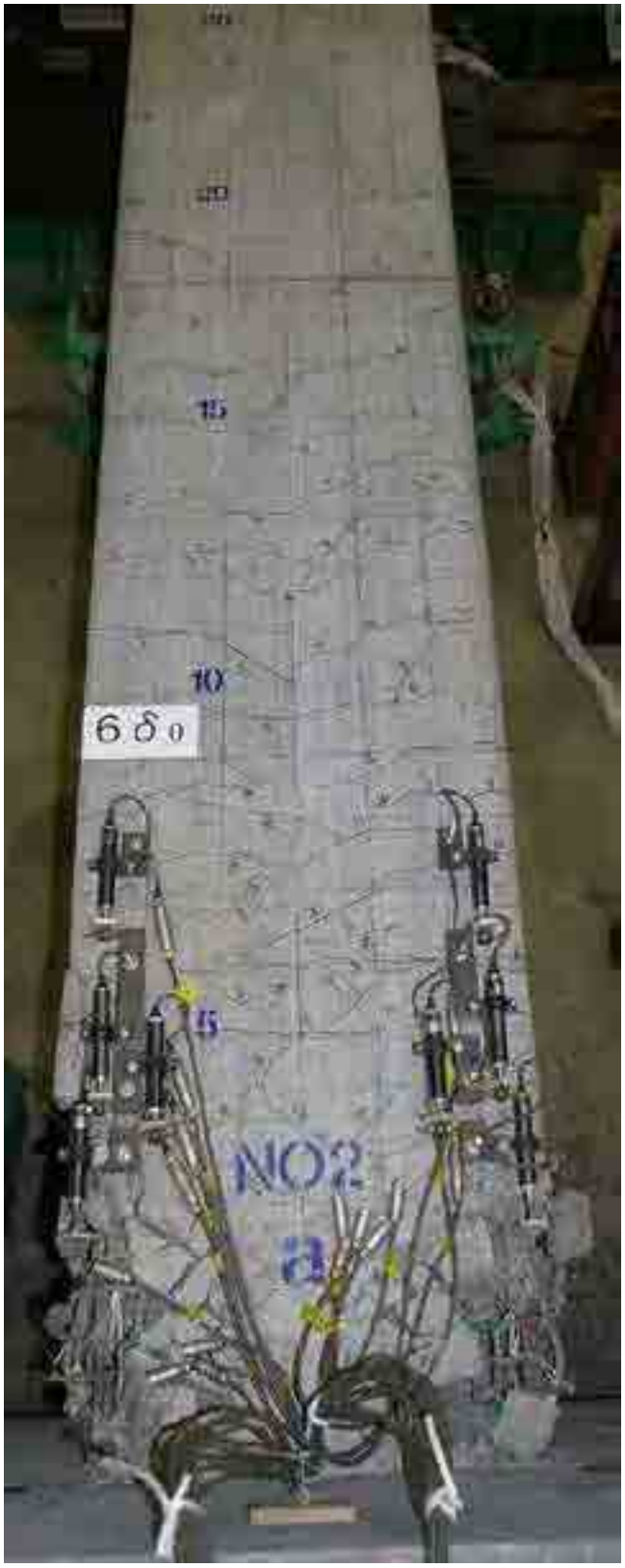
p面

m面



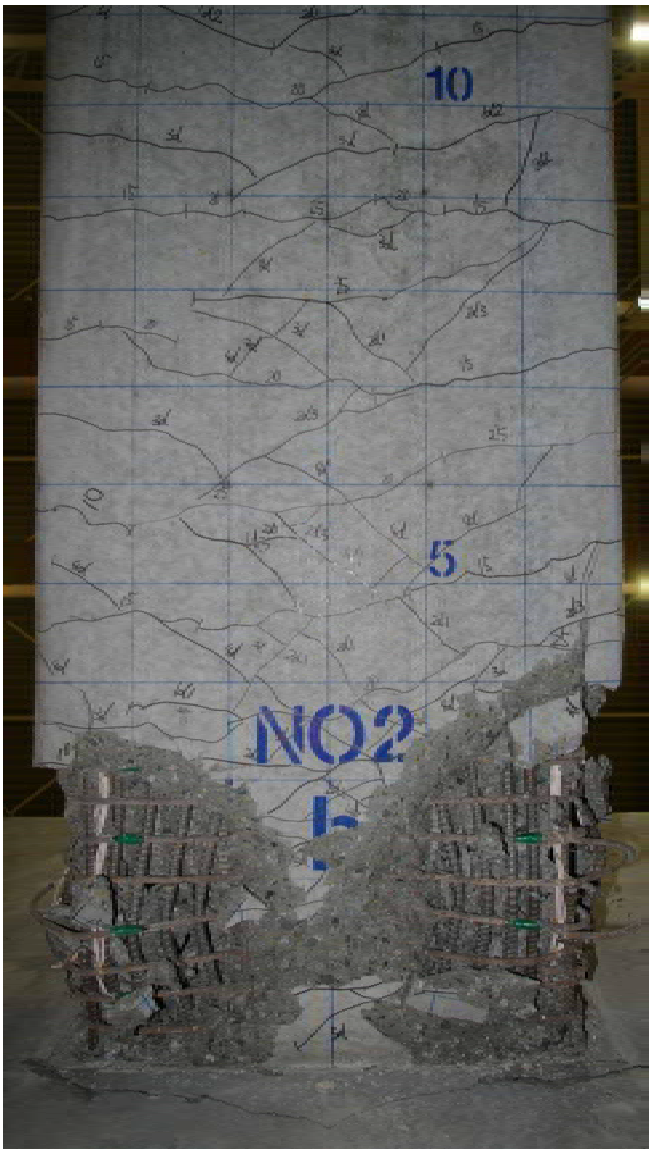


a面



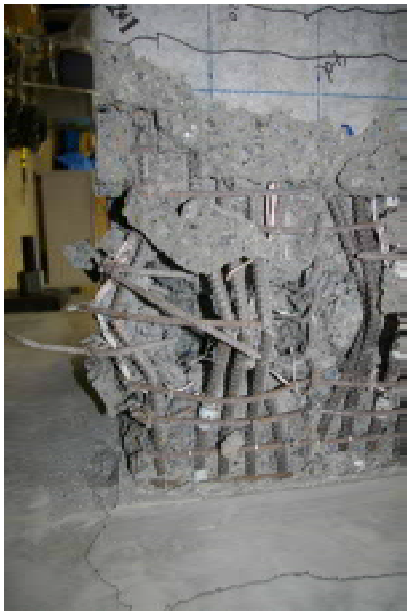
NO2
a

b面

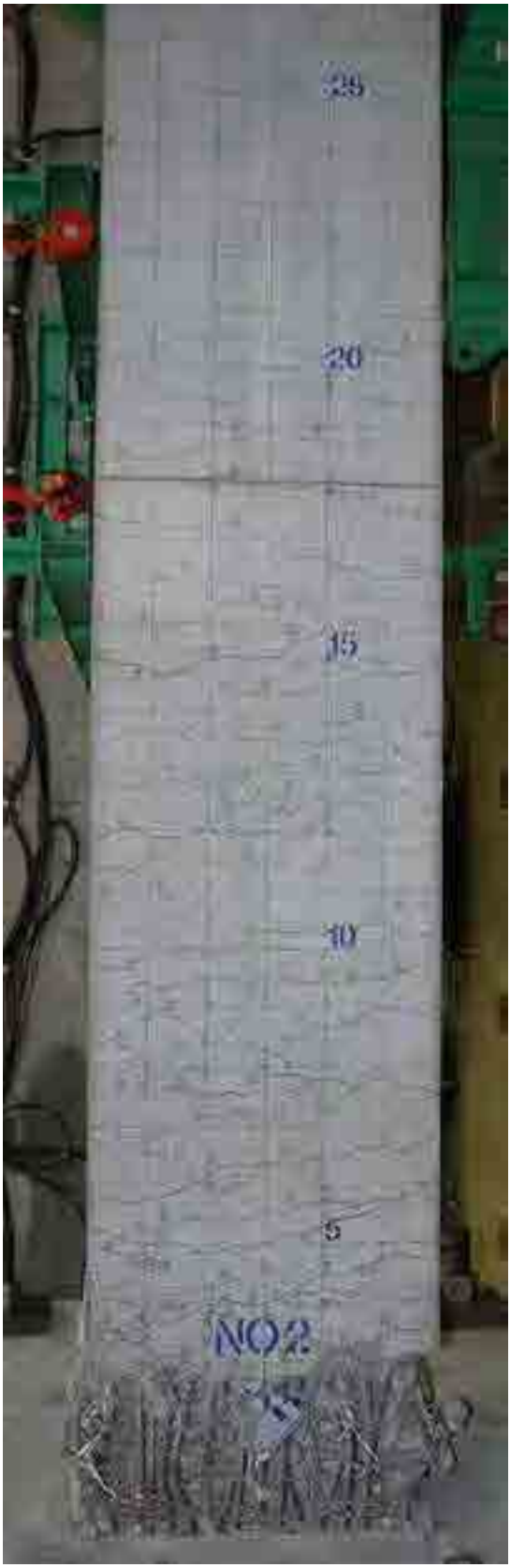


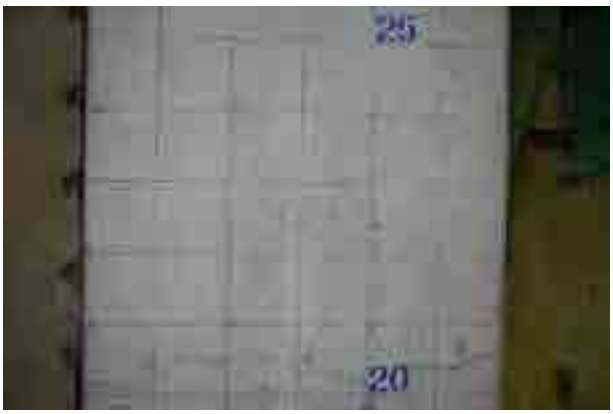
(2) 実験終了後

p面	

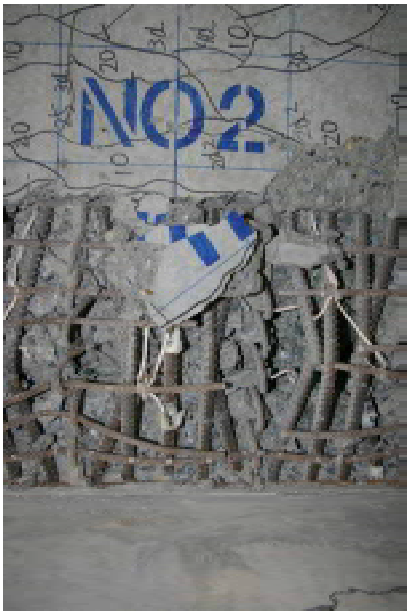


m面





5
NO2


NO2

a面

NO2
a

NO2
a

NO2
a

b面	

NO2

NO2

NO2

２．高軸応力ケースにおける鉛直方向の変位および荷重結果

高軸応力ケースにおける水平変位－鉛直変位の結果を**図-参 2.1**，水平変位－鉛直荷重の結果を**図-参 2.2** に示す．

各載荷ステップにおいて，急激な鉛直変位の低下は見られず，水平方向の挙動に追随して，安定した円弧状の動きが確認できる．また，円弧状の動きと同調した軸力を導入しているため，鉛直荷重が増減しているが，本実験での軸力(1260kN)程度の耐荷力が残っており，かつ急激な荷重の変動等は確認されない．

したがって，鉛直方向の耐荷能力は完全に保持していると考えられる．

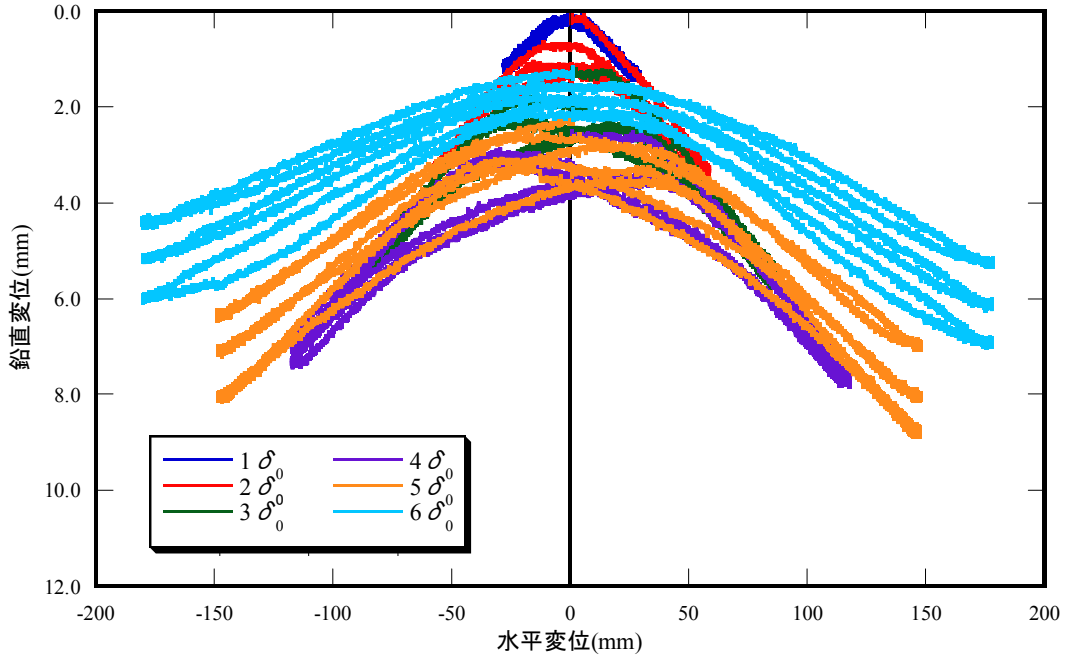


図-参 2.1 水平変位－鉛直変位の関係

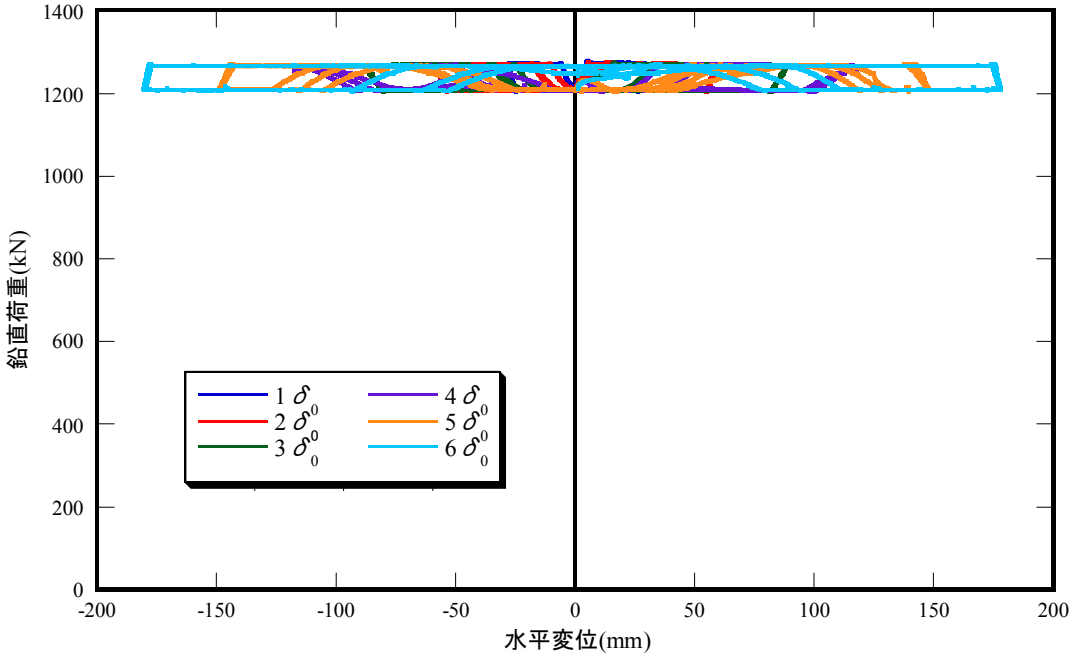


図-参 2.2 水平変位－鉛直荷重の関係