

論文 補強ゲートピアの押切解析による PS アンカー設置位置の影響検討

杉本 啓太*1・田村 暢之*2

要旨：低鉄筋比で鉄筋破断による曲げ破壊が先行しやすい水力発電ダムの洪水吐ゲートピアに対して、経済的に有利な可能性がある耐震補強工法として PS アンカー工法が提案されるが、設計方法は確立されていない。本研究ではアンカー設置位置を変化させた仮想実規模ピアの3次元ソリッドモデルの押切解析を行った。補強量が同等でアンカー設置位置を全体としたケースに対し、上流側、下流側あるいは両側に極端に配置した場合であっても主筋降伏荷重が約 0.9 倍以上に留まることを確認した。また、断面計算によりアンカー設置位置によらずに主筋降伏荷重を安全側に評価可能であることを示した。

キーワード：耐震補強, PS アンカー工法, ラジアルゲートダム, 3次元有限要素法, 断面計算, 低鉄筋比 RC

1. はじめに

水力発電所土木設備において、ダム堤頂部でゲートを支持する洪水吐ゲートピア（以下、ピアと称す）がある。ピアの多くは設計年次が古く、現行規準¹⁾の最小鉄筋量を下回る場合がある。そのため、一般的な鉄筋コンクリート（以下、RC と称す）とは異なり、鉄筋破断による曲げ破壊が先行しやすく、耐震性能を確保されないことが懸念される。国土交通省が直轄ダムに施行した指針案²⁾では、大規模地震に対するダム堤体の耐震性能の確保やその補強対策の検討が求められており、ピアも同様の対応が求められつつある。しかしながら、ピアの耐震補強例は少なく、対策方法は確立されていない。そのため、ピアの耐震補強として、橋脚等の事例を参考に、断面増厚・巻立工法等が採用されることがある^{例え3)}が、貯水池内の上流面に施工するために、大規模な仮締切の設置や発電運用の制限が必要となり、経済性に課題がある。

そこで筆者らは、ダム堤体の耐震補強工法である PS アンカー工法⁴⁾をピアに適用することを提案した⁵⁾。同工法は、ピア天端からダム堤体あるいは岩盤までテンドンを挿入し、プレストレスを導入する工法である。同工法をピアに適用できれば、側面に施工面が生じないため、仮締切や運用制限が不要となる可能性がある。筆者らは、PS アンカー工法を適用した低鉄筋比 RC 部材の正負交番載荷実験およびその再現解析^{6,7)}により、耐震補強効果および解析的な再現性を明らかにした。これを受け、複雑な形状を持つ実規模ピアに対して、松岡ら⁸⁾が同工法のプレストレス力の有無による変形性能への影響を検討しており、実ピアへの適用へ向けた検討が進みつつあるが、設計手法やアンカーの配置等に課題が残る。

本研究では、ピアに対する同工法の設計手法の確立に向け、アンカー配置位置の影響の把握と断面計算の適用性の検証を目的とした基礎的な検討として、3次元ソリッド要素を用いた実規模ピアの押切解析を実施した。

2. 解析条件

2.1 解析モデル

ラジアルゲートを持つ実機ピアを参考とし、仮想実規模ピアの3次元ソリッドモデルを作成した。解析モデルを図-1に示す。ピア高さは 16.3m、左右岸方向厚さは 2m、越流天端高さの上下流方向幅は 19.5m の RC 構造物である。コンクリートをソリッド要素で、鉄筋を梁要素でモデル化した。また、プレストレスの設定が容易であることから PS アンカーをトラス要素でモデル化した。解析コードは、汎用コード Abaqus 2021 および Abaqus 2024 を使用した。

解析ケースを表-1に示す。解析パラメータは載荷方向、補強方法（アンカー設置位置および補強量）である。載荷方向は左岸と下流方向の2種、補強方法は表に示す6種とし、無補強、全補強、半補強の3種の補強量に加え、半補強と同様の補強量において、アンカー設置位置を変更した上流補強、下流補強、部分補強の3種のケースを設けた。アンカー設置位置を図-2に示す。上下流方向の載荷に下流方向を採用した理由は、ピアに貯水から洪水吐ゲートを介して上流側から作用する静水圧および動水圧の影響が大きいためである。全補強では、削孔間隔を 500mm と仮定して最大限配置可能な、片側 30 本の PC より線（19 本より 28.6mm）を設置した。1 本の PC より線に対するプレストレス量は、引張強さの半分

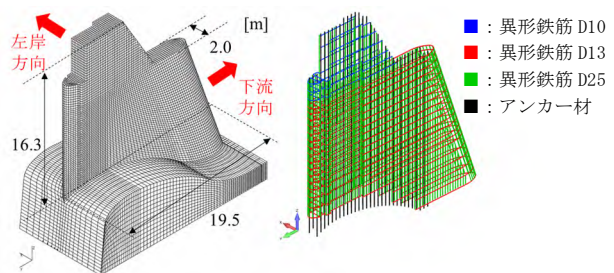


図-1 解析モデル

*1 (一財) 電力中央研究所 サステナブルシステム研究本部 工修 (正会員)

*2 (株) 電力計算センター 技術営業本部 解析技術室 数理解析部 修士(理学)

(891N/mm²)とした。ピア天端にはゲートの開閉装置等が配置されるため、任意の位置に削孔ができない可能性がある。このため、耐荷挙動への影響を把握することが重要と考え、アンカー設置位置を変化させた。本検討では、全補強に対して全体的に補強量を半分とした半補強と、それに対し、上流側と下流側半分に極端に配置した上流補強と下流補強に加え、ピア天端を避けた配置とした部分補強を比較した。ただし、ピア内部にゲートを支持する鋼材が密に埋設されることを踏まえ、全ケースで現実的な配置ではないことを注意されたい。

上下流端部を除く直線部において、無補強では、主筋のピッチが1000/3mmで、かぶりが200～400mmであり、左右岸方向の引張鉄筋比は0.084～0.095%である。また、全補強、半補強では、PS アンカーのピッチがそれぞれ500mm、1mで、かぶりがともに500mmであり、引張鉄筋比は全補強で0.13～0.16%、半補強で0.11～0.13%である。なお、多段配筋となることから、石橋ら⁹⁾による方法に準じて引張鉄筋比を算出した。

2.2 材料モデル

コンクリートの非線形特性を図-3に示す。材料特性は表-2に示す値を使用した。鉄筋の非線形特性は2次剛性を初期剛性の1/100とするバイリニアとした。PS アンカーの非線形特性はコンクリート標準示方書¹⁾(以下、示方書と称す)に示されるPC 鋼棒1号の応力-ひずみ関係の骨格曲線とした。鋼材の材料特性は表-3に示す値を使用した。なお、鉄筋およびPS アンカーにおけるコンクリート間の付着は完全付着とした。

2.3 境界条件および荷重条件

境界条件は、堤体底面を完全固定とし、堤体側面を周期境界とした。荷重条件は、ピア天端の荷重点に強制変位を与える押切荷重とした。荷重点を図-4に示す。ピア天端で堤体を除くピア全体のコンクリートの重心位置に最も近い下流端の、左右岸方向の線上を剛体として、荷重点とした。押切荷重では地震時の慣性力とは異なり集中荷重となるため、ピア上部の断面が小さい箇所において、ひび割れが開く可能性があるため、図-5に示す範囲を線形領域とした。なお、下流荷重において、ピア上部のひび割れが開くしやすいため、線形範囲を大きくした。本検討では、地震時荷重を強制変位で考慮するため、慣性力および水圧は考慮せず、自重、付加設備(巻上機、管理橋、ゲート等)の重量を考慮した。

2.4 プレストレスの導入方法

プレストレスの導入方法を図-6に示す。プレストレスを導入する際、PS アンカーとコンクリート間の付着を変更する必要がある。そこで、モデル内の定着板とアンカー定着長部とは別にアンカー自由長部をモデル化した。定着板とアンカー定着長部に節点荷重として作用させた

表-1 解析ケース

Case No.	荷重方向	アンカー設置位置	補強量
LN	左岸	無補強	片側 30 本
LRF		全補強	
LRH		半補強	
LRP		部分補強	
LRU		上流補強	
LRD		下流補強	
DN	下流	無補強	片側 30 本
DRF		全補強	
DRH		半補強	
DRP		部分補強	
DRU		上流補強	
DRD		下流補強	

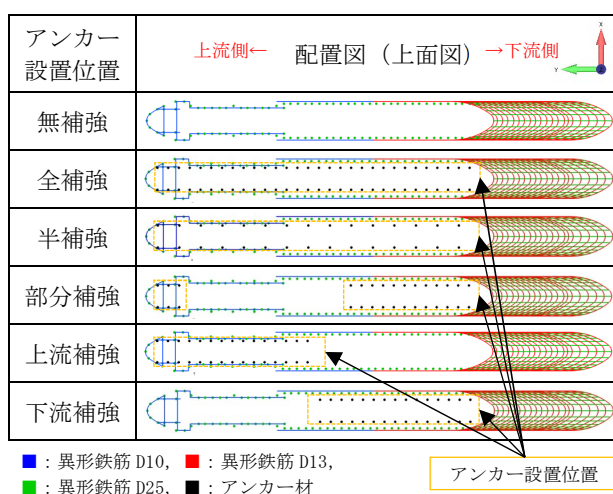


図-2 アンカー設置位置

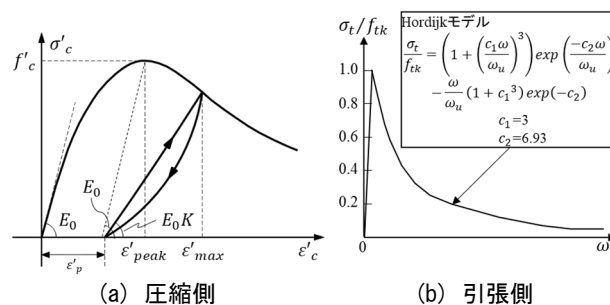


図-3 コンクリートの非線形特性

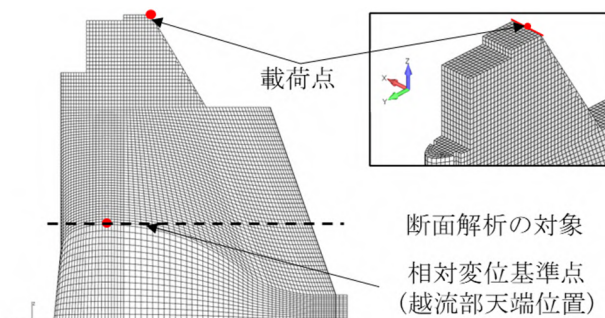


図-4 荷重点および相対変位基準点

表-2 コンクリートの材料特性

弾性係数 [MPa]	密度 [ton/mm ³]	圧縮強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	ポアソン比 [-]	破壊エネルギー [N/mm]
28000	2.3×10^{-9}	30	2.22	0.2	0.309

表-3 鋼材の材料特性

鋼材種類	公称 断面積 [mm ²]	弾性 係数 [N/mm ²]	密度 [ton/mm ³]	降伏 応力 f_y [N/mm ²]	引張 強さ f_{ud} [N/mm ²]	降伏 ひずみ ε_y [μ]	最大 引張力 [kN]	ポアソン 比 [-]
主筋 D25	506.7	210000	7.8×10^{-9}	295	440	1405	-	0.2
配力筋 D13	126.7							
配力筋 D10	71.33							
PC より線	532.4			1497 注1)	1782 注1)	7130	949	

注 1)降伏応力には第 1 折れ点 $0.84f_u$ を記載。第 2 折れ点は $0.93f_u$ (1658N/mm^2) である。

同量の初期張力をアンカー自由長部に作用させた後、アンカー自由長部の両端部を定着板とアンカー定着長部に節点共有させた。その後、節点荷重を除去し、アンカー自由長部をコンクリートと完全付着した。

3. 解析結果および考察

3.1 耐荷挙動

(1) プレストレス導入時の応力分布

松岡ら⁸⁾の解析的検討では、大容量のプレストレスの導入により、堤体にひび割れが生じたと報告された。本検討においても、半補強と部分補強では、プレストレス導入直後にひび割れ発生ひずみをわずかに超過した。図-7 に損傷のない LRF と損傷のある LRH のプレストレス導入直後の主ひずみ分布を示す。本解析では簡便のため、面で力を伝達する定着板と異なり、アンカー定着長部では線で力を伝達させた。この局所的な圧縮変形に伴い、ポアソン効果により直交方向に膨張変形が生じ、近傍要素にひずみ差による引張応力が生じたと推察される。このため、導入プレストレスが大きい全補強では、本数が多く全体的に平準化された変形が発生するため、損傷がなかったと考えられる。

実施工ではアンカー定着長部から円筒状のグラウト側面を介して堤体コンクリートに力が作用する。従って、ピア全体の耐震性能とは別に、アンカー定着長部の局所的な圧縮応力の発生が起らないことを、適切な形状および応力伝達を考慮して確認しておくことが重要である。

(2) 荷重点の荷重-相対変位関係

荷重点の荷重-相対変位関係を図-8 に示す。相対変位の基準点は図-4 に示す越流天端とし、変位の正負は、左岸側および上流側、鉛直上側を正とする。(1) で述べた荷重前の内部損傷を考慮し、図中のひび割れ発生の判定は、表面の要素が引張側で塑性化した時とする。ケース毎に最終変位が異なるのは途中で収束不良となったためである。なお、荷重 0kN でわずかに発生した相対変位は、プレストレスによるものである。

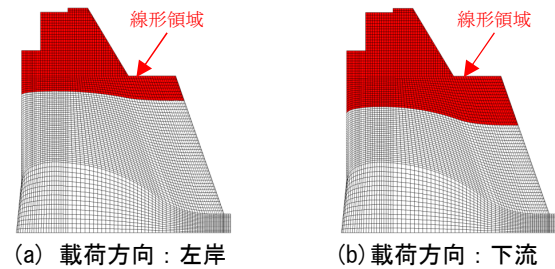


図-5 線形領域

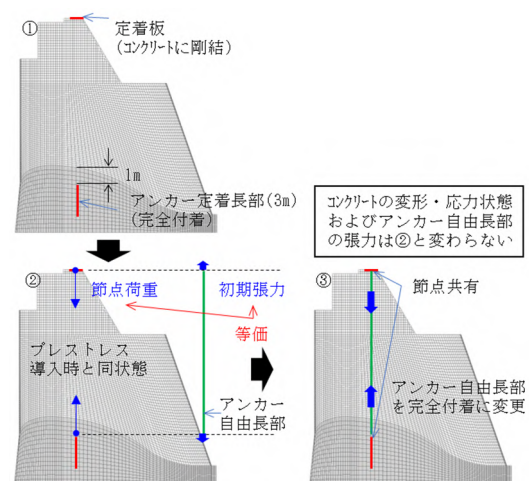


図-6 解析におけるプレストレスの導入方法

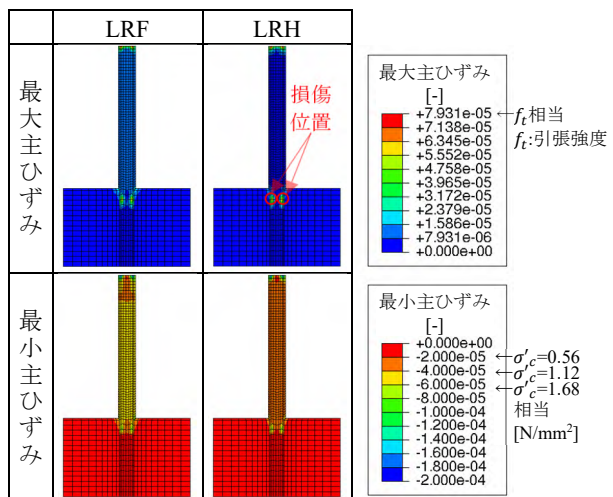


図-7 プレストレス導入直後の主ひずみ分布

左岸載荷において、ひび割れ発生荷重および主筋降伏荷重は補強量が大きい LRF で大きく、最も補強効果が高い。他のケースにおいて、ひび割れ発生荷重は大きい順に LRH と LRU が同程度、次に LRP、さらに LN, LRD が同程度であり、アンカーが上流側に配置されるほど向上する傾向があり、下流側の配置による影響が小さい。一方で、主筋降伏荷重において、補強量が同じである LRH, LRP, LRU および LRD で、アンカー設置位置による明確な差がないが、詳細に着目すれば、上から LRU, LRH, LRP, LRD の順に大きく、アンカー設置位置を上流側にすることでわずかに補強効果が大きくなることが示された。全体的に配置した LRH に対し、主筋降伏荷重および主筋ひずみ $2\varepsilon_y$ となる荷重は下流補強の LRD で 0.91 倍、0.93 倍であり、部分補強の LRP で 0.93 倍、0.92 倍であった。つまり、本検討条件において、主筋ひずみの状態に着目すれば、アンカー設置位置を極端に変化させたとしても、全体的に配置したケースに対して、約 0.9 倍以上の耐荷力を見込めた。

下流載荷において、DRF, DRU は補強量が異なるが、ひび割れ発生荷重および降伏荷重が大きく、補強効果が同程度に高い。上流側半分のアンカー設置位置は同様であることから、載荷方向引張側のアンカー設置位置および補強量に補強効果が依存することが示唆される。他のケースにおいて、ひび割れ発生荷重は同程度である。主筋降伏荷重に着目すれば、上から DRH, DRP, DRD, DN の順に大きく、上流側半分に配置された PS アンカーの本数と相関がある。一方で、DRD の主筋降伏荷重および主筋ひずみが $2\varepsilon_y$ となる荷重が、無補強の DN と同程度であり、下流側半分に配置された PS アンカーの本数は主筋ひずみの抑制効果をほとんど得られなかった。

(3) 最大主ひずみ、主筋ひずみ分布とひび割れ性状

各ケースにおけるコンクリートの最大主ひずみと主筋ひずみ分布を図-9 と図-10 に示す。左岸、下流載荷それぞれで、主筋ひずみ $2\varepsilon_y$ を超えている相対変位 50mm, -12.5mm の状態を出力した。ただし、DRU は上記以前に解析が発散したため、-12.27mm の状態を出力した。

左岸載荷において、LN は越流天端付近に 1 本のひび割れが大きく進展して、上下流方向に貫通しており、分散性の低い低鉄筋比 RC 特有のひび割れ性状を示した。一方で補強した他のケースでは、ひび割れが分散し、一般的な RC の性状に近づいた。また、LN は相対変位 50mm において $10\varepsilon_y=14050\mu$ を超える主筋ひずみが確認できる。一方で他のケースでは最大で 4000~10000 μ 程度まで抑えられており、主筋ひずみに対する曲げ補強効果が確認された。LRU, LRD ではそれぞれ下流側、上流側のひび割れ性状が LN に近い傾向があり、全体としての補強効果は見込めるものの、アンカー配置位置ではない範

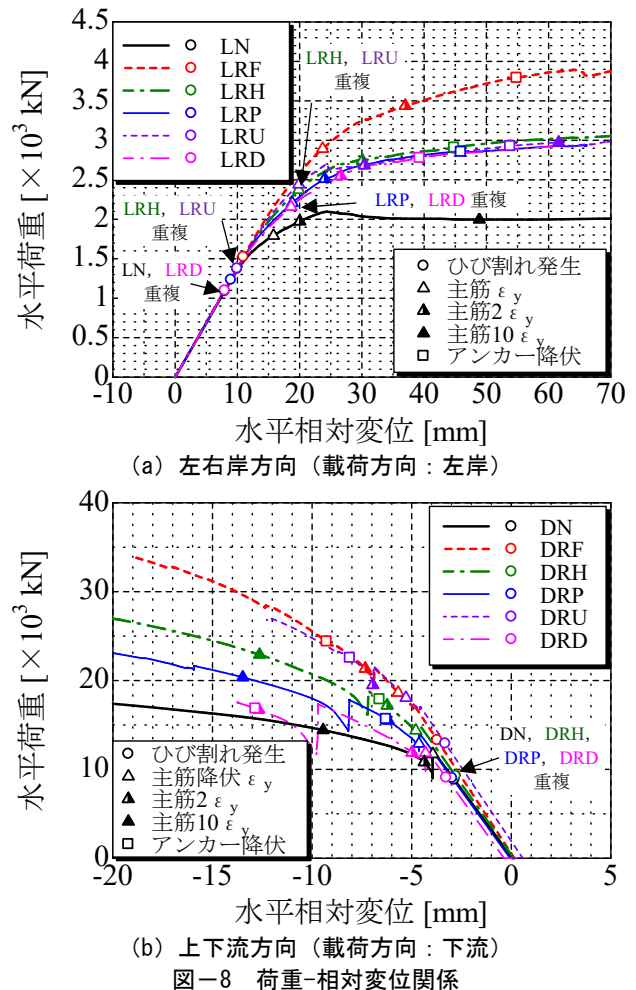


図-8 荷重-相対変位関係

囲ではひび割れ性状が大きく変わらない傾向が示された。

下流載荷においても、ひび割れ性状の変化および主筋ひずみの抑制が確認された。ただし、補強したケースの下から 2 本目に卓越したひび割れは、ピア天端の載荷点から受ける曲げモーメントによりピア上部の上下流方向に短い断面で進展し、線形領域に達している。同ひび割れが発生した後の挙動は分布荷重の慣性力の影響が大きい地震時応答とは異なると考えられる。

3.2 断面計算との比較

平面保持の仮定に基づく簡易な断面計算を耐震補強設計時に活用したい。ピアに適用する PS アンカー工法の設計に、断面計算が適用可能であるかを検証した。

(1) 断面計算の概要

解析コードは、RC 断面計算(部分係数法・H29 道示対応) Ver.4.0.11.0 を使用した。対象断面は堤体が含まれない範囲で最も大きい曲げモーメントが作用する越流天端とした。モデルの簡易化のために、図-11 に示す小判型断面を仮定し、直線部の鉄筋比が一致するように断面を設定した。このため、断面積や鉄筋の本数がわずかに異なる。コンクリートの非線形特性は示方書^リに準拠し、ひび割れ後の引張は考慮しない。鉄筋および PS アンカーの非線形特性と材料物性値は 2 章の有限要素解析 (以

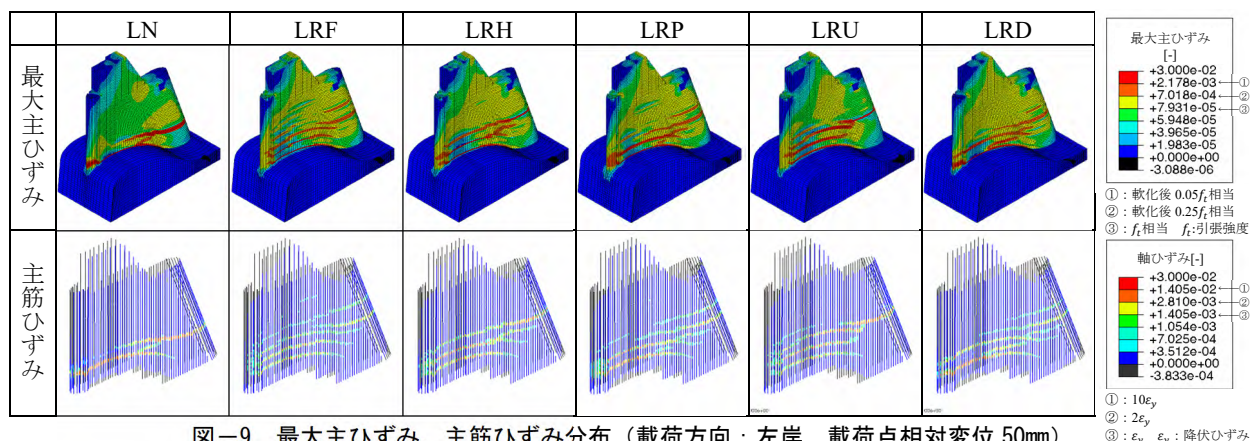
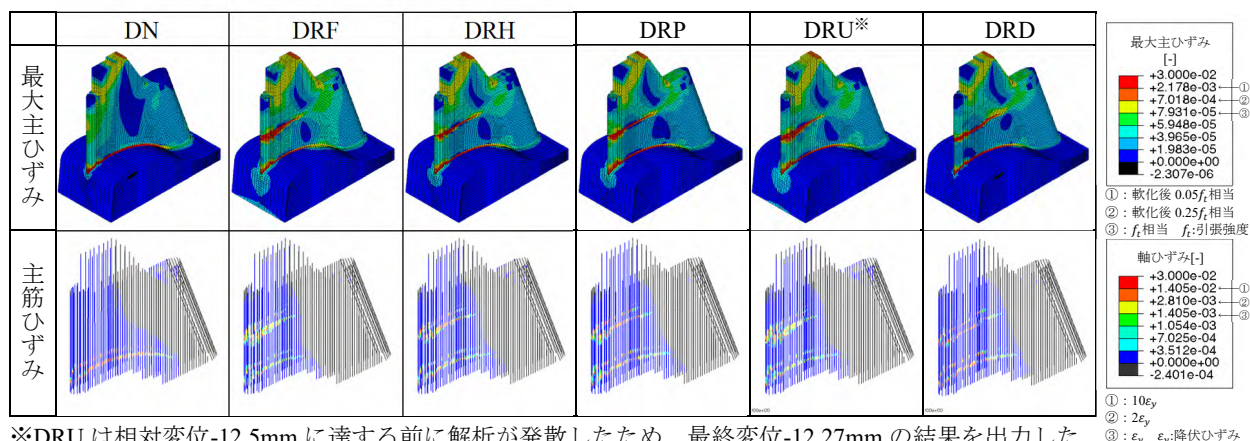


図-9 最大主ひずみ、主筋ひずみ分布（载荷方向：左岸、载荷点相対変位 50mm）



※DRU は相対変位-12.5mmに達する前に解析が発散したため、最終変位-12.27mmの結果を出力した。

図-10 最大主ひずみ、主筋ひずみ分布（载荷方向：下流、载荷点相対変位-12.5mm）

下、FEM と称す）と同様である。载荷方向は断面厚さの薄い左右岸方向を考慮して左岸とした。軸方向力として、自重および付加設備（巻上機、管理橋、ゲート等）の重量を考慮した。プレストレスは配置した PS アンカーにおける有効応力として考慮した。

(2) 断面計算による荷重の再現性

断面計算結果を表-4 に示す。ここで、荷重は曲げモーメントを越流天端から载荷点の高さ 16.3m で除した値である。表には、各イベント時における FEM の結果を併記し、FEM に対する断面計算の荷重の比率を示した。

表より、全ケースにおいて、FEM に対して断面計算はひび割れ発生荷重を約 1.5 倍以上に過大評価した。これは、FEM では越流形状に応じて、上流側から下流側にひび割れが進行しやすいのに対し、断面計算では全コンクリート断面がひび割れに抵抗するためと推察される。LN における上流側から下流側に進展するひび割れ性状を図-12 に示す。地震時の外力を考慮する場合においては、ピア自体およびゲートを介して作用する静水圧と動水圧等の上流側からの大きい外力を受けるため、この影響はより顕著となると推察される。つまり、ひび割れ発生荷重の向上を目的に、PS アンカー工法を実ピアに適用する場合には、断面計算により得られたひび割れ発生荷重をそのまま反映することは危険側の評価となりえることに

注意が必要である。

主筋降伏荷重、主筋ひずみが 10 ϵ_y となる荷重およびアンカー降伏荷重について、FEM で発散して評価できなかったものを除いて、断面計算はアンカー設置位置に寄らず FEM の 0.71 倍以上に評価した。主筋降伏荷重に対しては、0.83 倍以上と安全側かつ比較的精度よく評価可能であった。これは、断面計算ではひび割れ後のコンクリートの引張応力の分担を考慮していないことや、ダム堤

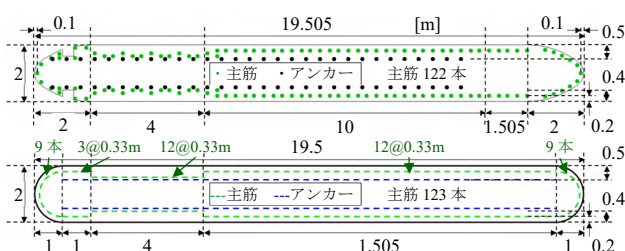


図-11 断面計算の対象断面と配筋状況（全補強）
（上：FEM モデル断面、下：断面計算）

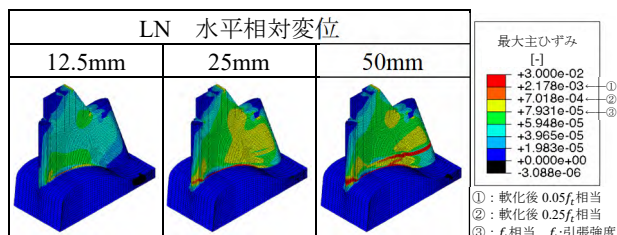


図-12 ひび割れ進展状況（最大主ひずみ分布、LN）

表-4 断面計算における各イベント時の載荷点荷重の比較（載荷方向：左岸）

Case No.	LN			LRF			LRH		
イベント	載荷点荷重[kN]		比率	載荷点荷重[kN]		比率	載荷点荷重[kN]		比率
	断面計算	FEM		断面計算	FEM		断面計算	FEM	
ひび割れ発生	1967	1090	1.80	2255	1524	1.48	2111	1370	1.54
主筋降伏	1524	1791	0.85	2416	2893	0.84	1980	2372	0.83
主筋 $10\epsilon_y$	1739	1997	0.87	2794	未達		2271	3140	0.72
アンカー降伏				2676	3792	0.71	2161	2908	0.74
Case No.	LNP			LRU			LRD		
イベント	載荷点荷重[kN]		比率	載荷点荷重[kN]		比率	載荷点荷重[kN]		比率
	断面計算	FEM		断面計算	FEM		断面計算	FEM	
ひび割れ発生	2111	1234	1.71	2111	1377	1.53	2111	1098	1.92
主筋降伏	1980	2206	0.90	1980	2441	0.81	1980	2159	0.92
主筋 $10\epsilon_y$	2271	未達		2271	2974	0.76	2271	未達	
アンカー降伏	2161	2855	0.76	2161	2927	0.74	2161	2777	0.78

体の越流形状に沿った曲げ耐荷挙動が考慮できないことが理由の一部と推察される。断面計算において、補強量が同じである LRH、LRP、LRU および LRD は、各イベントで同じ荷重値として評される。FEM において最も主筋降伏荷重が小さい LRD では、荷重の比率が 0.92 倍であった。すなわち、断面計算は主筋降伏荷重を安全側に評価可能である。従って、鉄筋ひずみを照査基準とした左右岸方向曲げの耐震補強として、ラジアルゲートを持つ実ピアに PS アンカー工法を適用するにあたり、上下流方向のアンカー設置位置によらずに断面計算により安全側の補強量を検討することは可能であると考えられる。

4. まとめ

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) PS アンカー工法を適用した実規模ピアの 3 次元ソリッドモデルの押切解析を実施し、耐荷力の向上および主筋ひずみの抑制等の補強効果を確認した。
- 2) 左右岸方向において、アンカー設置位置を上流側半分とした場合、同補強量で全体的に配置した場合に対して、補強効果は大きく変化しない。一方で、下流側半分あるいは上下流に分散した場合は、主筋降伏荷重が約 0.9 倍以上に留まることを確認した。
- 3) 左右岸方向において、アンカー設置位置に寄らず、断面計算により主筋降伏荷重を安全側に評価可能である。ただし、断面解析では、越流形状の影響を考慮できないために、ひび割れ発生荷重を危険側に評価する可能性がある。

本検討は押切解析により基礎的な耐荷挙動を把握しており、地震時の耐荷挙動は別途検討が必要である。また、本検討はラジアルゲートを持つピアを対象としたため、ゲート形式として主流なローラゲートに対する検討も必要である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、当時東京電力ホールディングス（株）榎田茂樹氏、青木研一郎氏には実機ピアの情報提供を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，2017.
- 2) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説，2005.
- 3) 恒川明伸，岡田和明，松本陽介：ローラゲートピアの地震時損傷想定と補強方法の検討，電力土木，No.396，pp.10-14，2018.
- 4) ダム技術センター：ダム用 PS アンカー設計施工マニュアル，2021.
- 5) 杉本啓太，府川和樹：供用下で施工可能な水力設備の耐震補強工法の検討，第 126 回中小水力発電設備に関する実務研修会，pp.23-68，2022.
- 6) 杉本啓太，西内達雄，柴山淳：PS アンカーによる低鉄筋比 RC 柱の補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.602-607，2021.
- 7) 杉本啓太，西内達雄，洪杰：PS アンカーにより補強した低鉄筋比 RC 部材の繰返し載荷における付着すべりモデルの適用性検証，構造工学論文集，Vol.70A，pp.692-707，2023.
- 8) 松岡賢樹，大坪祐介，有光剛：ダムピアの耐震補強を目的とした PS アンカー工法の補強効果検証，令和 6 年度土木学会全国大会第 79 回年次学術講演会，V-153，2024
- 9) 石橋忠良ほか：鉄筋コンクリート壁式橋脚のせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文集 E，Vol.65，No.3，pp.300-310，2009.